

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА
імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ, ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

ПІДРУЧНИК

За редакцією доктора технічних наук, професора Л. М. Шутенка

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2017

УДК [624.131:692.115](075.8)
ББК 38.58я73-1
М55

Автори:

Шутенко Леонід Миколайович – доктор технічних наук, професор;
Рудь Олександр Григорович – кандидат технічних наук, професор;
Кічаєва Оксана Володимирівна – кандидат технічних наук, доцент;
Самородов Олександр Віталійович – кандидат технічних наук, доцент;
Гаврилюк Ольга Володимирівна

Рецензенти:

Кожушко Віталій Петрович – доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри мостів, конструкцій та будівельної механіки Харківського національного автомобільно-дорожнього університету;

Шмуклер Валерій Семенович – доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

*Рекомендовано до друку Вченою радою
Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова
як підручник для студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів,
протокол № 9 від 03.04.2015 р.*

Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, М55 О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.

У підручнику викладено основні поняття інженерної геології, розглянуто фізико-механічні властивості ґрунтів, геодинамічні процеси та їхній вплив на будівлі і споруди, головні закони механіки ґрунтів, розподіл напружень і деформацій в основах споруд. Викладено принципи проектування фундаментів у складних ґрунтових умовах за різних варіантів навантаження, наведено засоби та технології зміцнення слабких ґрунтових основ, особливості зведення і реконструкції фундаментів.

Підручник призначений для студентів будівельних спеціальностей, аспірантів, а також може бути корисний для проєктувальників і фахівців-будівельників.

УДК [624.131:692.115](075.8)
ББК 38.58я73-1

© Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва,
О. В. Самородов, О. В. Гаврилюк, 2017
© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017

ЗМІСТ

Зміст	3
Передмова	9
Вступ	10
Розділ 1 Загальні відомості про ґрунти	16
Глава 1 Види ґрунтів	16
1.1 Походження, склад і будова ґрунтів	16
Глава 2 Класифікація ґрунтів та їхня характеристика	24
2.1 Природні скельні ґрунти	28
2.2 Природні дисперсні ґрунти	31
2.3 Техногенні ґрунти	39
Глава 3 Основні характеристики ґрунтів, що визначають їхні властивості	41
3.1 Визначення властивостей ґрунтів у лабораторних і польових умовах	41
3.2 Характеристики фізичних властивостей ґрунтів	46
Глава 4 Зміна властивостей ґрунту під дією зовнішніх чинників	58
4.1 Основні види техногенної дії на ґрунти	58
4.2 Зміна властивостей ґрунтів під впливом статичних навантажень	60
4.3 Зміна властивостей ґрунтів під впливом динамічних навантажень	63
4.4 Зміна властивостей ґрунтів під впливом підземного будівництва	65
4.5 Зміна властивостей ґрунтів у зв'язку з їхнім обводненням	66
4.6 Зміна властивостей ґрунтів під впливом технічної меліорації	67
Розділ 2 Механічні властивості ґрунтів	69
Глава 5 Основні закономірності механіки ґрунтів	69
5.1 Загальні положення	69
5.2 Деформаційні властивості. Закон ущільнення	71
5.2.1 Компресійна залежність	71
5.2.2 Структурна міцність ґрунту	74
5.2.3 Закон ущільнення	75
5.2.4 Основні характеристики стисливості ґрунтів	77
5.3 Водопроникність ґрунтів. Закон фільтрації	79
5.4 Опір ґрунту зрушенню. Закон Ш. Кулона й міцнісні характеристики ґрунтів	84
5.5 Методи визначення показників механічних властивостей ґрунтів	90
5.5.1 Основні положення	90

5.5.2 Випробування ґрунтів у стабілометрах за умови тривісного стиснення	91
5.5.3 Штампові випробування.....	97
5.5.4 Зондування ґрунтів	99
5.5.5 Метод обертального зрізу.....	102
Глава 6 Розподіл напруги у ґрунтах.....	106
6.1 Значення, питання й основні положення	106
6.2 Визначення напружень від дії вертикального зосередженого навантаження.....	112
6.2.1 Пружний півпростір.....	112
6.2.2 Пружна півплощина.....	114
6.3 Напруги від навантаження, рівномірно розподіленому на прямокутному майданчику	115
6.4 Напруження від смугового рівномірно розподіленого навантаження (плоска задача)	120
6.5 Про інші рішення й врахування впливу різних чинників на НДС ґрунтового масиву	123
6.6 Розподіл напружень від власної ваги ґрунту	127
6.7 Визначення контактних напруг	128
Глава 7 Деформація ґрунтів і розрахунок осідань основ	134
7.1 Основні положення	134
7.1.1 Основні складові осідання основ фундаментів	134
7.1.2 Деформації будівель і споруд унаслідок нерівномірних осідань їх основ як результат процесів, що відбуваються в ґрунтах основ	136
7.1.3 Процеси, що відбуваються в тривало навантажених ґрунтах основ будівель і споруд	149
7.2 Задачі визначення осідання і кренів фундаментів.....	152
7.2.1 Визначення осідання шару ґрунту за суцільного навантаження (основна задача).....	153
7.2.2 Метод пошарового підсумовування для розрахунків осідання фундаментів.....	155
7.2.3 Розрахунок осідання методом еквівалентного шару ґрунту	159
7.2.4 Розрахунок осідання методом лінійно-деформованого шару.....	162
7.2.5 Визначення кренів фундаментів	165
7.3 Розрахунок наростання осідання у часі.....	166
7.3.1 Загальні положення	166

7.3.2 Рівняння одновимірної задачі теорії фільтраційної консолідації (ТФК)	167
7.3.3 Рішення рівняння одновимірної задачі ТФК	
Ступінь консолідації.....	169
7.3.4 Консолідація за різних епюрах ущільнювального тиску...	172
7.3.5 Розрахунки наростання осідання фундаментів на шаруватих основах	173
Глава 8 Міцність і стійкість основ та масивів ґрунту	176
8.1 Поняття про граничну рівновагу ґрунту в точці при стадії напружено-деформованого стану ґрунтів в основах	176
8.2 Умова граничної рівноваги та різні форми її запису.....	179
8.3 Визначення початкового критичного навантаження та розрахункового опору основи	183
8.4 Основи теорії граничної рівноваги.....	187
8.5 Формули для визначення граничного критичного навантаження	195
Глава 9 Стійкість укосів і тиск ґрунтів на обгородження та підпірні стіни	201
9.1 Значення питання та загальні положення	201
9.2 Стійкість укосів за плоских поверхнів ковзання	203
9.2.1 Укіс в ідеально сипкому ґрунті ($\varphi \neq 0, c = 0$)	203
9.2.2 Ґрунт, що має тільки зчеплення.....	204
9.2.3 Урахування фільтраційних сил	206
9.2.4 Стійкість укосу за заданої площини ковзання	208
9.2.5 Стійкість вертикального укосу в зв'язному ґрунті	210
9.3 Розрахунок стійкості укосів за криволінійних поверхонь ковзання	212
9.4 Розрахунок стійкості укосів із використанням строгих розв'язувань теорії граничної рівноваги.....	216
9.5 Умови застосування різних методів розрахунку укосів і схилів .	219
9.6 Тиск ґрунтів на захисні конструкції.....	221
9.6.1 Види тиску ґрунту на підпірну стінку	221
9.6.2 Визначення активного тиску на вертикальну гладку стінку у разі горизонтального засипання поверхні.....	224
9.6.3 Урахування нахилу задньої грані стінки, тертя ґрунту по ній і нахилу поверхні засипання	226
9.6.4 Визначення тиску за суцільного навантаження та складного контуру поверхні ґрунту	228
9.6.5 Наявність за стінкою шарів ґрунту з різними властивостями.....	230
9.6.6 Визначення пасивного тиску.....	231

9.6.7 Визначення активного та пасивного тисків за строгими розв'язаннями теорії граничної рівноваги	233
Глава 10 Реологічні властивості ґрунтів та їхнє урахування	234
10.1 Експериментальні дані про реологічні властивості ґрунтів	234
10.2 Реологічні моделі.....	240
10.3 Лінійна теорія спадкової повзучості	244
10.4 Урахування деформацій повзучості під час зрушення.....	248
10.5 Розрахунок осідань з урахуванням повзучості	252
Глава 11 Основи нелінійної механіки ґрунтів.....	255
11.1 Лінійна та нелінійна механіка ґрунтів. Види нелінійності	255
11.2 Особливості нелінійного деформування ґрунтів.....	258
11.3 Розв'язання нелінійних завдань механіки ґрунтів на підставі деформаційної теорії пластичності	265
11.4 Значення методів нелінійної механіки ґрунтів	271
Розділ 3 Основи та фундаменти	272
Глава 12 Фундаменти, що знаходяться у відкритих котлованах.....	272
12.1 Основні положення із проектування фундаментів	272
12.2 Класифікація інженерно-геологічних умов	273
12.3 Інженерно-геологічні елементи ґрунтової товщі	273
12.4 Інженерна оцінка однорідності основ	275
12.5 Оцінка ступеня впливу підземних вод на будівельні властивості ґрунтів.....	278
12.6 Визначення мінімально можливої глибини закладання фундаментів.....	279
12.7 Проектування фундаментів у відкритих котлованах.....	282
12.7.1 Класифікація фундаментів мілкового закладення і сфера їхнього застосування	283
12.7.2 Стрічкові фундаменти (конструктивні рішення)	285
12.7.3 Рекомендації з влаштування збірних стрічкових фундаментів	292
12.7.4 Ефективні конструкції фундаментів із вирізами по підшві	295
12.7.5 Окремі фундаменти (конструктивні рішення)	316
12.7.6 Гідроізоляція фундаментів	325
12.7.7 Рекомендації щодо вибору типу фундаменту на природній основі.....	326
12.8 Вихідні дані для проектування фундаментів мілкового закладання.....	327
12.9 Визначення розмірів підшви фундаменту.....	328
12.10 Розрахункові залежності	330

12.11 Рекомендації за призначенням розрахункових параметрів під час визначення ширини підшви фундаменту	334
12.12 Порядок визначення розмірів підшви фундаменту	338
12.13 Перевірка міцності підстильного шару	340
12.14 Розрахунки кренів фундаментів	341
Глава 13 Пальові фундаменти	347
13.1 Загальні положення	347
13.1.1 Види пальових фундаментів.....	348
13.1.2 Палі, виготовлені в ґрунті	356
13.1.3 Зарубіжний досвід влаштування набивних паль.....	360
13.2 Процеси, що відбуваються в ґрунті у разі занурення паль	365
13.3 Визначення несучої здатності паль	367
13.3.1 Визначення несучої здатності паль за матеріалом.....	368
13.3.2 Визначення несучої здатності паль методом статичного навантаження	369
13.3.3 Визначення несучої здатності паль по ґрунту розрахунковим (нормативним) методом	371
13.3.4 Динамічний метод визначення несучої здатності паль ...	376
13.3.5 Метод визначення несучої здатності ґрунту моделями паль.....	379
13.3.6 Визначення несучої здатності паль на дію горизонтальних навантажень	381
13.4 Проектування пальових фундаментів	383
13.4.1 Розміщення паль у фундаменті	383
13.4.2 Конструкції і розрахунок ростверків	388
13.4.3 Розрахунок пальових фундаментів за деформаціями	403
13.4.4 Методи розрахунку осад (деформацій) основ пальових фундаментів	404
Глава 14 Штучні основи. Методи поліпшення будівельних властивостей ґрунтів	416
14.1 Ґрунтові подушки й армування слабких основ	418
14.2 Механічне ущільнення ґрунтів.....	421
14.3 Штучні основи, створювані за допомогою фізико-хімічних процесів.....	430
Глава 15 Фундаменти глибокого закладання	
15.1 Опускні колодязі.....	440
15.2 Занурення опускних колодязів	443
15.3 Розрахунок фундаментів глибокого закладання (опускні колодязі).....	445
15.4 Кесони	447

15.5 Тонкостінні оболонки	449
15.6 Підземні споруди, що влаштовуються методом «стіна в ґрунті»	450
Глава 16 Фундаменти, що зводяться в умовах структурно-нестійких ґрунтів	455
16.1 Просідаючі ґрунти	455
16.2 Слабкі ґрунти	462
16.3 Набрякливі ґрунти	464
16.4 Підроблювані території	468
16.5 Суфозія у піщаних та глинистих ґрунтах	469
16.6 Тиксотропні властивості ґрунтів	471
16.7 Розчинність порід	473
Глава 17 Проектування фундаментів в особливих умовах	475
17.1 Особливості проектування фундаментів у районах сейсмічності	475
17.2 Особливості зведення фундаментів у районах підтоплення	482
17.3 Улаштування фундаментів при дії динамічних навантажень	499
17.4 Улаштування фундаментів на схилах	512
Розділ 4 Основи та фундаменти реконструйованих будівель і споруд	521
Глава 18 Підсилення основ та фундаментів	521
18.1 Загальні положення	521
18.2 Обстеження фундаментів і ґрунтів основи	521
18.3 Розрахунок основ реконструйованих будівель	524
18.4 Будівництво поблизу існуючих будівель	526
18.5 Основні методи підсилення основ та фундаментів	542
Основні літерні позначення прийнятих величин	552
Список використаної літератури	558

ПЕРЕДМОВА

Ця книга є підручником з курсу «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» і відповідає вимогам програми підготовки бакалаврів, які навчаються за напрямом «Будівництво».

У підручнику на сучасному матеріалі наведено основні теоретичні положення за спеціальним курсом інженерної геології, дослідження ґрунтів, елементи механіки ґрунтів, необхідні для повного засвоєння курсу, а також наведено розрахунки природних і штучних основ.

Надійність основ і фундаментів, здешевлення робіт із їхнього влаштування завжди було і залишається актуальним завданням, вирішення якого значною мірою залежить від уміння правильно оцінити інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, властивості ґрунтів основ, спільну роботу цих ґрунтів із деформувальними фундаментами і конструкціями споруди від раціональності вибраних типів основ і фундаментів, а також розмірів останніх, від якості виконаних робіт.

Вивчення матеріалу, викладеного в цьому підручнику, дасть змогу майбутнім фахівцям – будівельникам правильно оцінювати інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, проектувати основи і фундаменти, виконувати роботи щодо їхнього влаштування.

Підручник підготовлений колективом авторів кафедри механіки ґрунтів, фундаментів і інженерної геології Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова під керівництвом і загальною редакцією доктора технічних наук, професора Л. М. Шутенка, яким написані: передмова, вступ, розділи 12, 13, 14. Глави – 1, 2, 3, 4 написані старшим викладачем О. В. Гаврилюк; глави – 5, 6 написані кандидатом технічних наук, доцентом, зав. кафедрою О. В. Кічаєвою, глави – 15, 16, 17, 18 написані кандидатом технічних наук, професором О. Г. Рудьом; глави – 7, 8, 9, 10, 11 написані кандидатом технічних наук, доцентом кафедри геотехніки і підземних споруд Харківського національного університету будівництва та архітектури О. В. Самородовим.

Автори висловлюють глибоку вдячність рецензентам доктору технічних наук, професорові Харківського національного автомобільно-дорожнього університету В. П. Кожушко, доктору технічних наук, професорові Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова В. С. Шмуклеру за допомогу та цінні поради, висловлені в процесі рецензування рукопису підручника. Автори дякують В. Є. Найдьоновій за допомогу, надану під час підготовки рукопису.

ВСТУП

Основні поняття та визначення

Проектування основ та фундаментів будівель і споруд, вибір типу конструкцій фундаментів, способу підготовки основ має проводитися згідно з вимогами ДБН А. 2.1-2008 з огляду на :

- результати інженерних розвідок для будівництва;
- дані, характеризують призначення, конструктивні та технологічні особливості об'єкта, навантаження, що діють на фундаменти, умови їх експлуатації;
- техніко-економічне обґрунтування варіантів технічних рішень підземної частини будівлі або споруди.

Будь-яка будова передає діючі на нього навантаження, разом із власною вагою, на ґрунт основи.

Ґрунтами згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996 прийнято називати скельні або дисперсні гірські породи, а також насипи до початку будівельних робіт. Розрізняють ґрунти: скельні, полускельні, великоуламкові, піщані, пілувато-глинисті, органогенні та техногенні. В окремих випадках ґрунт може мати штучне походження, становлячи результат господарської діяльності людини.

Під час зведення насипів, гребель та інших земляних споруд ґрунт є будівельним матеріалом (рис. 1).

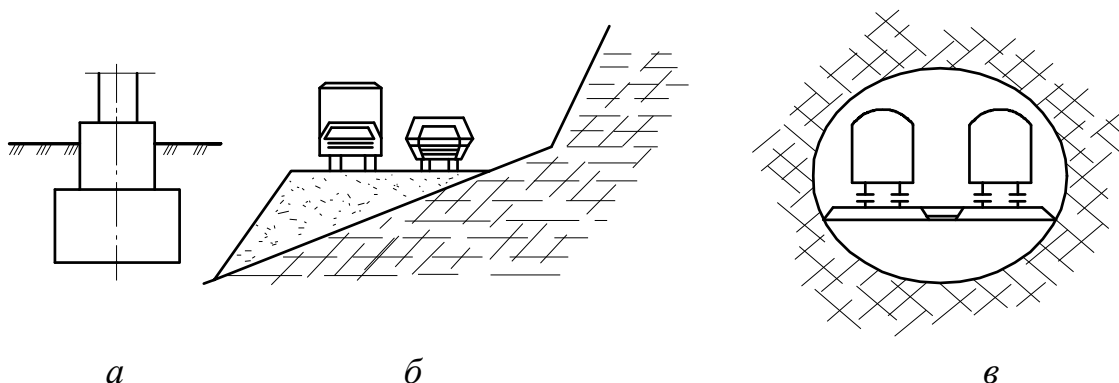


Рисунок 1 – Використання ґрунту з будівельною метою :
а – фундамент будівлі, б – насип, в – підземна споруда

Фундаментом (рис. 2) називається заглиблена частина будівлі або споруди, призначена для передачі навантажень від верхньої будови

(надфундаментних конструкцій) на ґрунти основ, що залягають на певній глибині від поверхні землі.

Надземні конструкції спираються на верхню площину фундаменту – його обріз. Нижню площину фундаменту прийнято називати підшвою.

В основ розрізняють несучий шар ґрунту, на який безпосередньо спирається підшва фундаменту, і «підстильні» шари, що залягають нижче несучого шару. Відстань від підшви до поверхні землі називається глибиною закладання фундаменту. Залежно від глибини закладання несучого шару ґрунту і конструктивних особливостей будівлі, фундаменти можуть бути (рис. 2) : малозаглиблені, заглиблені та глибокого закладання.

Фундаменти малозаглиблені – передають навантаження на ґрунт основи переважно через підшву фундаменту.

Фундаменти заглиблені – передають навантаження на ґрунт основи через підшву та бічну поверхню фундаменту, враховуючи тиск ґрунту на бічну поверхню заглибленої (стінової) частини будови.

Фундаменти глибокого закладання – передають навантаження на ґрунт розгорнутої основи за допомогою тертя або зчеплення на всіх поверхнях контакту конструкції фундаменту з основою (вертикальні, похилі поверхні та підшву).

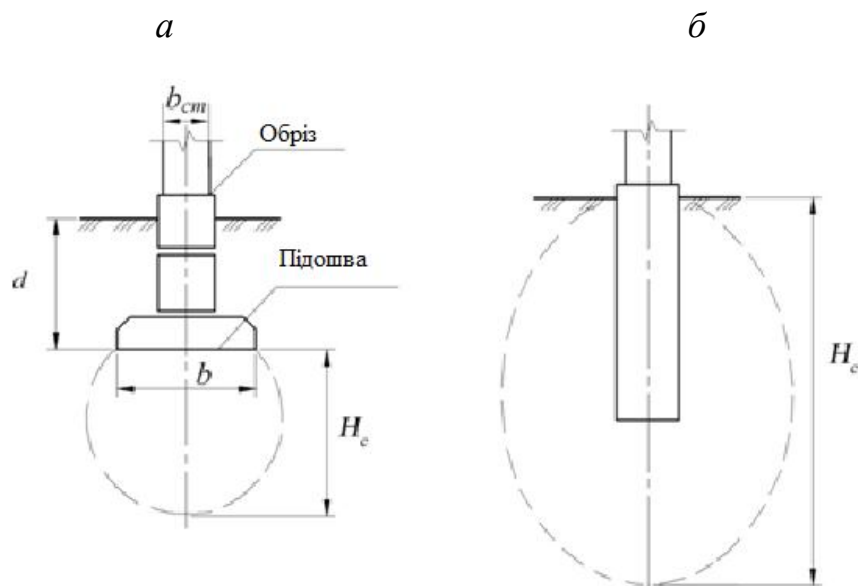


Рисунок 2 – Фундамент споруди:

a – мілкового закладання; b – глибокого закладання

Основою називається частина ґрунтового масиву, яка сприймає та розподіляє навантаження від фундаменту. В основі розрізняють активну

зону, або стисливу товщу, у межах якої розвивається основна частина деформацій ґрунту. Керуючись певними правилами, можна знайти нижню межу стискаємої товщі, за межами якої напруги та деформації у ґрунті від зовнішнього навантаження, що передається фундаментом на основу, настільки незначні, що ними можна знехтувати. Відстань від нижньої межі стисливої товщі до підшови фундаменту визначає глибину активної зони.

Склад курсу механіки ґрунтів, основ та фундаментів, його зв'язок з іншими дисциплінами

Під час вивчення курсу механіки ґрунтів, основ і фундаментів необхідно мати уявлення про місце, яке займає ця дисципліна серед інших будівельних дисциплін, що вивчаються студентами у вищому навчальному закладі. Теоретична частина курсу значною мірою базується на висновках і положеннях інженерної геології, теоретичної і будівельної механіки. Крім того, під час проектування фундаментів необхідно вирішувати питання, пов'язані з вибором будівельних матеріалів, технологічних прийомів виконання робіт, з економічною оцінкою розглянутих варіантів.

Взаємозв'язок курсу механіки ґрунтів, основ і фундаментів з іншими дисциплінами схематично подано на рисунку 3.

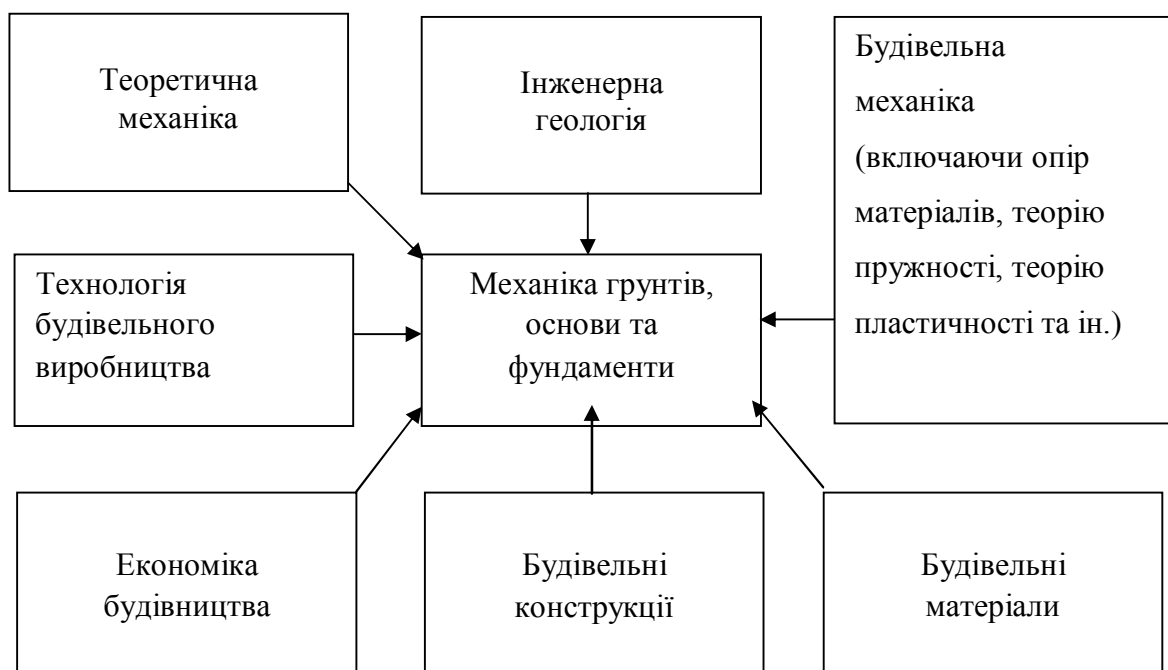


Рисунок 3 – Схема взаємозв'язку дисципліни «Механіка ґрунтів, основи та фундаменти» з іншими навчальними дисциплінами

Запропонований підручник складається з чотирьох розділів, у яких викладені такі матеріали:

- загальні відомості, класифікація та фізичні властивості ґрунтів, вплив геологічних процесів на стан ґрунтів основи;
- механічні властивості та напружено-деформований стан ґрунтів, міцність і стійкість ґрунтів укосів і насипів, тиск ґрунтів на огорожувальні конструкції, реологічні процеси в ґрунтах;
- фундаменти на природній основі, пальові фундаменти, фундаменти на структурно-нестійких ґрунтах, способи поліпшення будівельних властивостей ґрунтів, проектування фундаментів і зміна властивостей ґрунтів у разі дії динамічних навантажень;
- проектування фундаментів у складних геологічних умовах, вплив техногенних процесів на роботу і стан фундаментів.

Короткий історичний нарис розвитку механіки ґрунтів, основ і фундаментів

Більшість збережених пам'яток стародавньої архітектури зобов'язані не тільки міцності будівельних матеріалів, вдалим конструктивним рішенням і правильному вибору місця будівництва, але й надійності ґрунтових основ і фундаментів. Ще у I ст. до нашої ери римський архітектор та інженер Вітрувій у своїх працях «Десять книг про архітектуру» відзначав важливість влаштування надійних фундаментів.

По мірі розвитку техніки, методів будівництва, застосування нових будівельних матеріалів збільшуються висота та вага зведених будівель. Це, зі свого боку, вимагає від проектувальників і будівельників більше приділяти уваги питанням досягнення теорії і практики фундаментобудування, а також питанням надійності ґрунтових основ. Першою капітальною теоретичною роботою з механіки ґрунтів прийнято вважати теорію Ш. Кулона (1773 р.) про тиск ґрунтів на підпірні стінки.

Основи механіки ґрунтів закладені працями Ж. Буссінеска, Л. Прандтля, К. Терцагі та ін.

До вчених – засновників сучасної школи механіки ґрунтів і фундаментобудування варто зарахувати: В. Р. Березанцева, М. М. Герсєванова, М. І. Горбунова-Посадова, Б. І. Далматова, К. Є. Єгорова, М. В. Малишева, М. М. Маслова, Е. А. Сорочана, В. О. Соколовського, М. О. Цитовича, В. А. Флоріна та ін.

Істотний внесок у розвиток теорії і практики фундаментобудування зробили українські вчені: Ю. Л. Виников, І. П. Бойко, М. Н. Гольдштейн, С. М. Голубков, М. О. Зоценко, Ю. В. Избаш, С. М. Клепіков, І. М. Литвинов, І. Я. Лучківський, Н. С. Метелюк, Ю. М. Молюшицький, С. В. Платонов, О. Г. Рудь, О. М. Рижов, С. О. Слюсаренко, Р. В. Чорний, В. Б. Швець, П. І. Яковлев та ін.

Сучасні міста набувають не тільки нового, більш привабливого вигляду завдяки зведенню висотних будівель та споруд, але й надбудов, заглибленню фундаментів на значну глибину. Водночас ґрунтові основи вимагають ретельних досліджень і моделювання з економічним обґрунтуванням, використанням сучасних методів розрахунку і комп'ютерних технологій, що значно скорочує терміни видачі проектної документації, забезпечує точність розрахунків і прогнозування можливих деформацій ґрунтових основ.

Студенти як майбутні фахівці – будівельники повинні вміти вирішувати поставлені завдання у сфері фундаментобудування, використовуючи досвід минулих поколінь і нові досягнення науки і техніки, вимоги, що висуваються до проектування основ і фундаментів.

Механіка ґрунтів, основи і фундаменти в сучасних умовах будівництва та реконструкції

Незважаючи на значний досвід, накопичений під час проектування та будівництва, наразі перед фахівцями виникають численні питання, пов'язані збільшенням навантажень на фундаменти та ґрунтові основи. Підвищуються вимоги до якості виконання будівельних робіт, скорочення матеріаловитрат, вартості й тривалості будівництва. Це, зі свого боку, викликає необхідність удосконалення методів розрахунку й проектування, поліпшення якості проектних та вишукувальних робіт, вибору найбільш оптимальних та перспективних типів фундаментів, нових матеріалів і методів підготовки ґрунтових основ.

Інтенсивна забудова непридатних територій, що не були забудованими раніше в межах міських територій з паралельним підземним будівництвом вимагає ретельного аналізу стану існуючих будівель і споруд. Крім того зростають вимоги до провадження робіт, особливо коли ділянки під будівництво примикають до тих, що раніше вважались непридатними територіями – річкові заплави, схили, яри, звалища та місця

складування відходів виробництва, а також до територій зі складними ґрунтовими умовами – просідаючі лесові суглинки, глинисті набрякливі, слабоводонасичені та за торфовані ґрунти.

Найбільш складно вирішуються питання передачі навантажень на основи під час реконструкції будівель і споруд. Будівельникам усе частіше доводиться заглиблювати різне обладнання в ґрунт, влаштовувати підземні поверхи та ін. У таких випадках ґрунти не тільки сприймають тиск від споруд, але й самі створюють додаткове навантаження на бокову поверхню заглиблених у ґрунт конструкцій, тобто є середовищем, у якому доводиться зводити такі конструкції. Це розширює завдання, які вирішуються при влаштуванні підземних частин споруд.

Таким чином, під час проектування та зведення фундаментів і заглиблених у ґрунт частин споруд фахівець – будівельник має коректно оцінювати інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, вміти вирішувати завдання не тільки з позицій спільної роботи споруд з основами, але й щодо оцінювання ґрунтів як середовища, у якому зводяться будівельні конструкції.

РОЗДІЛ 1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ҐРУНТИ

ГЛАВА 1 ВИДИ ҐРУНТІВ

Ґрунти (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96) – це гірські породи, ґрунти, техногенні утворення, що становлять багатоподібну геологічну систему та є об’єктом інженерно-господарської діяльності людини.

Науки, що вивчають ґрунти, можна поділити на три групи. До першої групи належать науки, що вивчають гірські породи з природно-історичного погляду, до другої – науки, що розглядають рішення прикладних будівельно-технічних завдань, пов’язаних із розрахунком, конструюванням і зведенням будівель та споруд, до третьої – проміжні науки між двома першими.

До наук першої групи належать геологічні науки – інженерна геологія, ґрунтознавство та ін. У цих науках ґрунти розглядаються як гірські породи, тобто вивчається їхній склад, будова, умови формування, а також природні процеси та явища, під дією яких відбувається зміна гірських порід.

Науки другої групи (прикладні будівельно-технічні науки) вивчають ґрунти як матеріали, які безпосередньо використовуються у технічній меті. До цієї групи наук належать механіка ґрунтів, основи та фундаменти та ін.

1.1 Походження, склад і будова ґрунтів

Ґрунти в інженерній геології – це всі гірські породи й техногенні утворення, що складають верхній шар земної кори та є об’єктом інженерно-господарської діяльності людини. Вони є матеріалом основ будівель і споруд, середовищем для розміщення споруд різного призначення, а також будівельним матеріалом.

За генезисом ґрунти поділяються на природні та техногенні. До природних ґрунтів зараховують: магматичні, осадові та метаморфічні гірські породи, до техногенних – ущільнені або закріплені в природному стані ґрунти, а також насипні та намивні ґрунти.

Ґрунти – це складна термодинамічна система, яка є багатофазною і неоднорідною (рис. 1.1).

У більшості випадків ґрунт складається з трьох компонентів (фаз): твердих мінеральних часток, рідини (води) та газу (повітря). Властивості

ґрунтів залежать від співвідношення між цими компонентами. Ґрунт, який складається з мінеральних часток (мінерального скелету) і пор, що частково заповнюються повітрям, а частково водою, є *трикомпонентною (трифазною) системою*. Якщо всі пори в ґрунті заповнені водою, то виникає *двокомпонентна (двофазна) система*.

Іноді в ґрунті виділяють біоту – живу речовину, яка може чинити істотну дію на його властивості. Так, активізація життєдіяльності бактерій, як правило, знижує міцність ґрунту, а їх відмирання призводить, навпаки, до підвищення міцності. Проте, доки властивості біоти не знайшли відображення в механіці ґрунтів, ми розглядатимемо ґрунт як трикомпонентну систему.

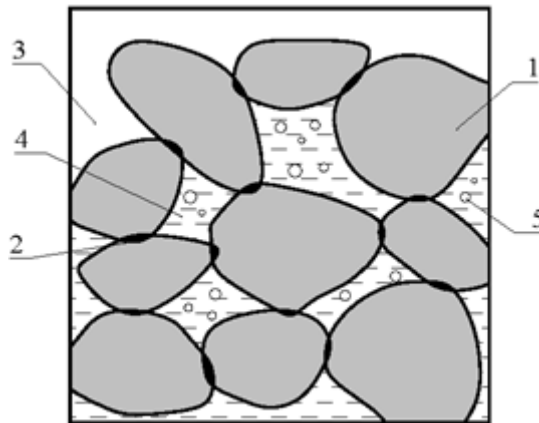


Рисунок 1.1 – Термодинамічна модель ґрунту:

1 – мінеральні частки (тверда фаза); 2 – структурні зв'язки між мінеральними частками; 3 – пори, заповнені газом або паром; 4 – пори, заповнені водою та розчиненим у воді газом; 5 – бульбашки, заповнені газом і паром

Систему мінеральних часток називають *скелетом ґрунту*. Між мінеральними частками ґрунту існують цементаційні або колоїдні зв'язки, міцність яких визначає міру зв'язності ґрунту.

Простір між мінеральними частками, заповнений водою, газом або паром, називають *порами*, а тиск у порах – *поровим тиском*.

Складові компоненти ґрунту під впливом температур і тиску можуть зазнавати процесів фазових переходів. Наприклад, за низьких температур вода (рідка фаза) може частково переходити в лід (тверда фаза). Якщо зразок ґрунту витягують з великої глибини, поровий тиск падає, що призводить до пружного розширення. Завдяки цьому в ґрунті відбуваються

процеси газовиділення та перетворення частини порової води в пару (пароутворення). Навпаки, у разі підвищення порового тиску можуть спостерігатися процеси газорозчинення і конденсації пари. Усі ці процеси перетворення враховуються під час розрахунків гідротехнічних споруд.

Отже, ми бачимо, що тверда, рідка і газоподібна компоненти ґрунту знаходяться в постійній взаємодії. У зоні впливу промислових і цивільних споруд у ґрунтах, як правило, одночасно присутні всі три фазові компоненти. На великих глибинах ґрунти складаються з двох і навіть з однієї компоненти. У разі зовнішніх дій трикомпонентна система ґрунту може переходити в двокомпонентну, а двокомпонентна – в однокомпонентну.

Таким чином, хімічні, фізичні, фізико-хімічні та біологічні процеси в ґрунтах протікають у складній взаємодії, зливаючись в єдиний геологічний процес, який змінює властивості ґрунтів у часі до будівництва, під час будівництва та згодом під час експлуатації будівель та інженерних споруд.

Тверді частки ґрунту

Тверді частки ґрунту є системою мінеральних зерен, різних за формою та складом. Їхній розмір змінюється від декількох сантиметрів до найдрібніших часток колоїдного порядку (менше 1 мк). Найважливішою характеристикою твердих часток є мінералогічний склад, який багато в чому визначає фізико-хімічні властивості ґрунту.

Магматичні, більшість метаморфічних і частина осадових гірських порід складені мінералами, інертними відносно води і практично не вступають у взаємодію з розчиненими в ній речовинами. Ці мінерали (кварц, слюда, рогова обманка та ін.) не змінюють властивості ґрунту, тому ґрунти, повністю складені такими мінералами, мають найбільш сприятливі будівельні властивості.

Розчинні у воді мінерали (галіт, гіпс, кальцит та ін.) значно впливають на властивості ґрунту. Якщо частки ґрунту в сухому стані скріплені розчинними мінералами, то під час зволоження зв'язки руйнуються, ґрунт втрачає міцність і може деформуватися навіть від власної ваги, а тим більше під навантаженням від споруд.

Виділяють ще одну групу мінералів, які не розчиняються у воді, але зараховують їх до інертних мінералів також не можна. До них належать глинисті мінерали (каолініт, монтморилоніт, іліт та ін.). Ці мінерали за малих розмірів кристалів (не більше 1 – 2 мкм) мають велику сумарну

площу поверхні часток, що обумовлює їхню гідрофільність. Наприклад, у 1 гр каолініту сумарна площа поверхні всіх часток складає 10 м^2 , а в монтморилоніті – 800 м^2 . Отже, наявність у ґрунті глинистих мінералів суттєво впливає на їхні властивості.

Рідка складова ґрунтів

Властивості ґрунтів, особливо піщаних, пилуватих і глинистих залежать від складу та вмісту в них води. Вода в ґрунтах може знаходитися в пароподібному, рідкому та твердому стані.

В інженерній геології прийнята класифікація, яка була запропонована О. Ф. Лебедєвим (1930 р.), а потім уточнена згідно з найновішими уявленнями про природу води, будову її молекули та характер фізико-хімічної взаємодії води з мінеральними частинками порід (рис. 1.2):

1. Вода у вигляді пари (пароподібна).
2. Вільна вода: а) гравітаційна; б) капілярна.
3. Фізично зв'язана вода: а) міцно зв'язана – адсорбована (гігроскопічна) вода; б) слабо зв'язана (плівкова) вода.
4. Хімічно зв'язана вода (вода в кристалічній решітці мінералів): а) конституційна; б) кристалізаційна; в) цеолітна.
5. Вода в твердому стані (лід).

Розглянемо докладніше їхні характеристики.

1. *Вода у вигляді пари* (пароподібна) міститься в повітрі, що займає вільні від рідкої води пори та тріщини в ґрунтах. Вона знаходиться в динамічній рівновазі з іншими видами води і з парами води в атмосфері. Під впливом зміни температури й тиску пара може конденсуватися і, навпаки, рідка вода перетворюватися у пару. Водяна пара переміщується із місць із вищою температурою в місця з нижчою температурою, де пружність водяних парів менша.

2. *Вільна гравітаційна вода* – це підземна вода, що рухається по порах і тріщинах під дією сили тяжіння. Гравітаційна вода має всі властивості звичайної води: здатність розчиняти, передавати гідростатичний тиск, під час руху викликати гідродинамічні сили, що впливають на мінеральні частинки порід.

3. *Вільна капілярна вода* заповнює капілярні пустоти та найтонші тріщини в ґрунтах. Вона підіймається від рівня ґрунтових вод угору по капілярних порожнинах під дією сили поверхневого натягу на межі

розподілу води і повітря, утворюючи вище від рівня підземних вод зону капілярного насичення й відокремлюючись від зони аерації капілярною каймою. Висота капілярного підняття води досягає: у пісках 0,15 – 1,0 м, у суглинках – 2 – 4 м, у глинах – 5 – 20 м.

4. *Гігроскопічна вода* – це вода, що утворилася в процесі конденсації водяної пари шляхом адсорбування її мінеральними частинками. Гігроскопічна вода не піддається силі тяжіння, не передає гідростатичного тиску, не має здатності розчиняти речовини. Вона має щільність до $1,7 \text{ т/м}^3$ і не замерзає до температури до мінус 78°C . У разі нагрівання ґрунту до температури плюс 105°C гігроскопічна вода повністю видаляється.

5. *Плівкова вода* утворює навколо часток ґрунту і поверх гігроскопічної води більш товсту плівку в кілька шарів молекул (завтовшки 0,25 – 0,5 мкм). Вона може пересуватися від однієї частинки до іншої. Якщо товщина плівок у сусідніх частинок різна, то відбувається повільне переміщення води від частинок із більшою товщиною плівки до частинок із меншою плівкою до тих пір, поки плівки не стануть однаковими за товщиною. Як і гігроскопічна, плівкова вода міститься у великій кількості в глинистих породах і в меншому – у піщаних. Ця вода може бути відокремлена від часток також лише шляхом висусування.

6. *Конституційна вода* бере участь у будові мінералу, входячи до складу кристалічної решітки у вигляді іонів H^+ , OH^- , H_3O^+ та інших ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Із мінералів гідроксильні групи можуть бути видалені лише у разі нагрівання до температури від $+300^\circ$ до $+1000^\circ\text{C}$. Під час руйнування кристалічної решітки мінералів іони реагують між собою, утворюючи молекули води.

7. *Кристалізаційна вода* бере участь у будові кристалічної решітки деяких мінералів у вигляді молекул, наприклад гіпс ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), опал ($\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$), карналіт ($\text{KCl} \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$), мірабіліт ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) та ін. Ця вода може бути видалена, як і конституційна, нагріванням (до температури нижче ніж $+300^\circ\text{C}$), що призводить до руйнування кристалічної решітки та її перебудови (наприклад, гіпс ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) перетворюється в ангідрит (CaSO_4)).

8. *Цеолітна вода* – частина кристалізаційної води, яка може виділятися і знову поглинатися без руйнування кристалічної решітки. Вона входить до складу кристалічної решітки деяких мінералів-цеолітів, які є представниками водних алюмосилікатів.

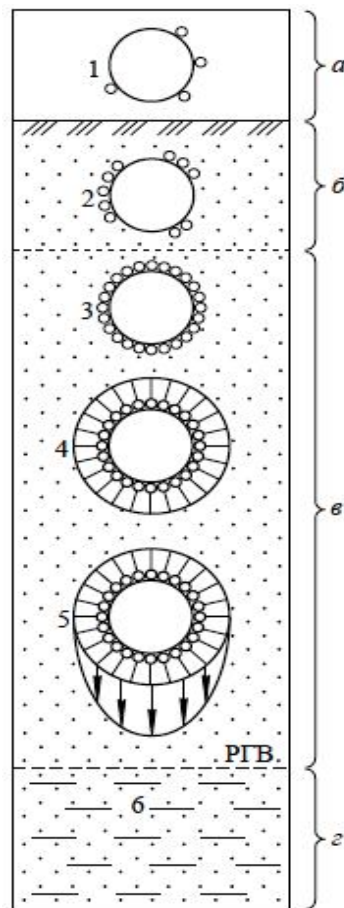


Рисунок 1.2 – Види води в ґрунтах: *а* – атмосфера; *б* – повітряно-сухий ґрунт; *в* – вологий ґрунт; *1, 2* – частинки з неповною гігроскопічністю; *3* – частинки з повною гігроскопічністю; *4, 5* – частинки з плівковою водою; *б* – гравітаційна вода

9. *Вода в твердому стані* утворюється за температури ґрунтів нижче від нуля, коли гравітаційна й частина зв’язаної води замерзає і знаходиться в породах у вигляді кристалів, ліنز, прошарків, жил або значних масивів льоду. Кристали льоду цементують окремі мінеральні частинки, перетворюючи пухкі породи в тверді. Властивості порід, зцементованих льодом, різко відрізняються від властивостей талих порід. Вивченням їхніх властивостей займається окрема наука – мерзлотознавство.

Газоподібна складова ґрунту

Газоподібні включення в ґрунті можуть знаходитися в замкнутому (затисненому, розташованому в порах ґрунтах), вільному (що з’єднується з атмосферою) та розчиненому (у поровій воді) стані.

Газ у затисненому або розчиненому стані істотно позначається на властивостях ґрунту та процесах, що протікають у них. Зменшення тиску

внаслідок розробки котловану або витягання зразка ґрунту на поверхню може призвести до виділення бульбашок газу і руйнування природної структури ґрунту. Навпаки, збільшення тиску під час передачі навантаження від споруди може супроводжуватися підвищенням вмісту розчиненого у воді газу.

Будова ґрунтів

Під будовою ґрунту розуміють сукупність його структурно-текстурних особливостей.

Структура ґрунту визначається розміром, формою, характером поверхні, кількісним співвідношенням елементів (мінералів, уламків мінералів і гірських порід, агрегатів, цементу), що складають ґрунт, і характером їхнього взаємозв'язку.

Усі структурні елементи ґрунту пов'язані між собою *структурними зв'язками*, що визначають їхні інженерно-геологічні властивості. Утворення цих зв'язків – тривалий процес, що розвивається протягом формування та видозміни гірської породи. Явища вивітрювання, ущільнення, розчинення, фільтрації та інфільтрації розчинів можуть докорінно змінити й утворити нові структурні зв'язки в ґрунті. Найпоширенішими структурними зв'язками в ґрунтах є водно-колоїдні та кристалізаційні. Структурні зв'язки, що склалися в природі, можуть руйнуватися або переходити в нові. У той же час методи технічної меліорації ґрунтів дозволяють людині створювати ґрунти із заданими властивостями, а також змінювати їх у потрібному напрямі. Наприклад, у тріщинуватих скельних ґрунтах шляхом заповнення тріщин цементувальною речовиною створюються нові структурні зв'язки.

Для різних генетичних типів гірських порід характерні різні структурні зв'язки. Так, у магматичних, метаморфічних і деяких осадових зцементованих породах розвинені зв'язки хімічної природи, а в тонкодисперсних незцементованих породах – водно-колоїдні зв'язки (молекулярні й іонно-електростатичні). Зараз установлено, що дисперсні незцементовані частки породи можуть мати зв'язки магнітного характеру, а також зв'язки завдяки поверхневим електричним зарядам.

У разі руйнування структурний зв'язок хімічної природи не відновлюється. Цей вид зв'язку має достатньо високу міцність і залежить від складу цементувальної речовини.

Водно-колоїдні зв'язки обумовлюються електромолекулярними

силами взаємодії між плівковою води та твердими частками, включно із колоїдними частками. Інтенсивність цих зв'язків залежить від відстані між частками, зарядів на їх поверхні, складу і вмісту іонів у поровій воді. Чим тонше плівка води, тим ці сили більші. Під час зволоження такі зв'язки слабшають, а під час висушування вони знову зростають.

Якщо в ґрунтах є присутніми природні феромагнетики (мінерали, що мають магнітні властивості: гематит, гетит, гідрогематит), то вони сприяють формуванню зв'язку магнітного характеру. Міра впливу такого типу зв'язку на формування структури незначна, але вона накладає свій специфічний відбиток на загальні структурні особливості ґрунтів.

У ґрунтах також може утворитися зв'язок шляхом взаємодії електричних зарядів, яка виникає на контактах мінеральних часток.

Для оцінки будівельних властивостей ґрунтів дуже важливим є визначення текстури. Під текстурою ґрунту розуміють просторове розташування елементів, що складають ґрунт (шаруватість, тріщинуватість й ін.). Так, для осадових ґрунтів найбільш характерні масивна та шарувата текстури.

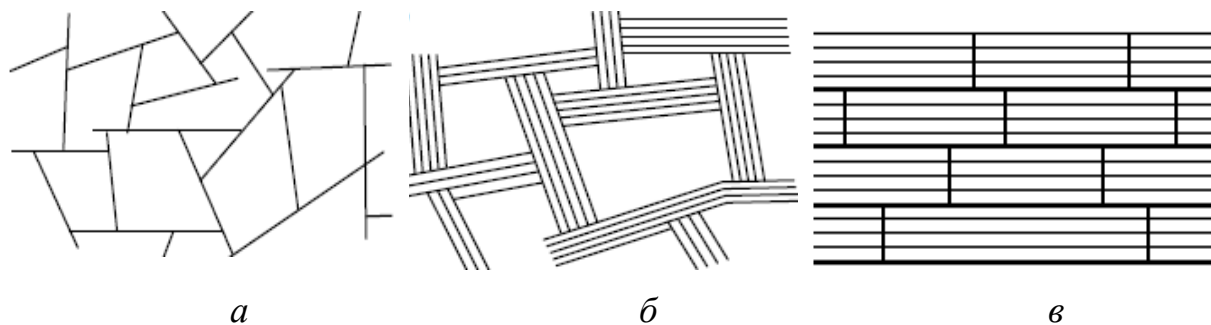


Рисунок 1.3 – Моделі текстури глинистих ґрунтів:

a – «карткова хатинка»; *б* – «книжкова хатка»; *в* – купкова текстура

Особливе значення текстура має для глинистих ґрунтів. Зокрема, глинисті плоскі за формою частинки можуть утворювати текстурні агрегати, подібні до «карткової хатинки» (рис. 1.3, *a*). Між частками у цьому випадку є відкриті комірки розмірами від 2 – 3 до 10 – 12 мкм. Глинисті ґрунти з ніздрюватою будовою найбільш пухкі та сильностисливі (мули і мулисті ґрунти). Ті ж частки можуть з'єднуватися в агрегати, подібні пачкам аркушів паперу. Якщо ці агрегати стикаються між собою, то вони утворюють текстуру типу «книжкова хатка» (рис. 1.3, *б*). Якщо ж вони орієнтуються паралельно та контактують плоскими поверхнями, то утворюється купкова текстура, найбільш щільна й міцна текстура глинистого ґрунту (рис. 1.3, *в*).

ГЛАВА 2 КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТІВ ТА ЇХНЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

Класифікації ґрунтів можна розділити на загальні, приватні, регіональні й галузеві.

Під час рішення практичних завдань будівництва важливо використати точні класифікаційні найменування ґрунтів, що враховують їхній склад і будову. Наразі використовується класифікація ґрунтів згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ця класифікація поширюється на всі ґрунти й використовується під час проведення інженерно-геологічних розвідувальних робіт, а також під час проектування й зведення будівель і споруд. Згідно з нею прийнята така супідрядність класифікаційних найменувань (таксонометричні одиниці): клас – група – підгрупа – тип – вид – різновид. Таксонометричні одиниці виділяються за групами ознак:

- клас – за загальним характером структурних зв'язків;
- група – за характером структурних зв'язків (з огляду на їхню міцність);
- підгрупа – за походженням і умовами утворення;
- тип – за речовинним складом;
- вид – за найменуванням ґрунтів (з огляду на розміри часток і показники властивостей);
- різновиди – за кількісними показниками речового складу, властивостей і структури ґрунтів.

Сучасні стандарти вимагають супроводжувати найменування ґрунтів відомостями про їхній геологічний вік відповідно до місцевих стратиграфічних схем, прийнятих в установленому порядку.

Ґрунти (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96) розділяються на класи – природні скельні, природні дисперсні, природні мерзлі та техногенні. Кожен клас має свої підрозділи. Так, ґрунти скельних, дисперсних і мерзлих класів об'єднуються в групи, підгрупи, типи, види й різновиди, а техногенні ґрунти спочатку поділяються на два підкласи, а далі також із них на групи, підгрупи, типи, види та різновиди.

До *класу природних скельних ґрунтів* належать ґрунти з жорсткими структурними зв'язками (кристалізаційними та цементаційними). Ця група охоплює дві підгрупи – скельні та напівскельні ґрунти. Розділення цього класу на типи проводиться за мінералогічним складом, а на різновиди – за властивостями ґрунтів: границею міцності на одноосний стиск у водонасиченому стані, щільність скелету ґрунту, коефіцієнтом

вивітрілості, ступеням разм'якшувальності, ступенем розчинності, ступенем водопроникності, ступенем засоленості, структурою, текстурою та температурою.

Клас природних дисперсних ґрунтів (із механічними і водно-колоїдними структурними зв'язками) представлений групами зв'язних і незв'язних ґрунтів. Обидві групи представлені осадовими гірськими породами. В основу різновидів ґрунтів покладені гранулометричний склад, число пластичності, ступінь неоднорідності, показник текучості, відносна деформація просідання, коефіцієнт пористості, коефіцієнт вивітрілості та ін.

До класу *природних мерзлих ґрунтів* (із кріогенними структурними зв'язками, тобто цементом ґрунтів є лід) належать групи скельних, напівскельних, зв'язних ґрунтів, що знаходяться в умовах негативних температур. До цих трьох груп додається група крижаних ґрунтів у вигляді наземних і підземних льодів. Різновиди мерзлих ґрунтів виділяються за льодистістю завдяки видимим льодяним включенням, ступенем засоленості, температурно-міцнісними властивостями та кріогенною текстурою.

До класу *техногенних ґрунтів* (скельних, дисперсних і мерзлих) належать ґрунти з різними структурними зв'язками, утворені в результаті діяльності людини.

Класифікація ґрунтів згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 у скороченому виді подана в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Класифікація ґрунтів

Клас	Групи	Підгрупи	Типи	Види	Різновиди
1	2	3	4	5	6
Скельні ґрунти (із жорсткими структурними зв'язками)	Скельні ґрунти	Магматичні породи	Силікатні	Граніти, базальти, габро, андезити, трахіти та ін.	Виділяються за: межею міцності на одноосний стиск у водонасиченому стані, щільність скелету ґрунту, коефіцієнтом вивітрілості, ступенями разм'якшувальності, ступенем розчинності, ступенем водопроникності, ступенем засоленості, структурою, текстурою та температурою
		Метаморфічні породи	Силікатні	Гнейси, сланці, кварцити	
			Карбонатні	Мармур, роговики, скарни	
			Залізисті	Залізні руди	
		Осадові породи	Силікатні	Пісковики, конгломерати, брекчії, туфи.	
			Карбонатні	Вапняки, доломіти	
	Напівскельні ґрунти	Магматичні ефузивні породи	Силікатні	Вулканогенно-уламкові ґрунти	
		Осадові породи	Силікатні	Аргіліти, алевроліти, пісковики	
			Крем'яністі	Опоки, трепели, діатоміти	
			Карбонатні	Крейди, мергелі, вапняки	
			Сульфатні	Гіпси, ангідрити	
			Галоїдні	Галіти, карналіти	

1	2	3	4		5	6
Дисперсні ґрунти (із механічними та водно- колоїдними зв'язками)	Зв'язні ґрунти	Осадові породи	Мінеральні		Глинисті ґрунти	Виділяють за: гранулометричним складом, числом пластичності, ступенем неоднорідності, показником текучості, відносною деформацією просідання, коефіцієнтом пористості, коефіцієнтом вивітрілості та ін.
			Органо-мінеральні		Мули, сапропелі, заторфовані ґрунти	
			Органічні		Торф та ін.	
	Незв'язні ґрунти		Силікатні, карбонатні, полімінеральні		Піски, великоуламкові ґрунти	
Техногенні ґрунти (із різними структурними зв'язками)		Скельні та напівскельні ґрунти	Природні утворення, змінені в умовах природного залягання	Змінені фізичною і фізико- хімічною дією	Ті саме, що і для природних скельних ґрунтів	Виділяються як відповідні різновиди класів природних ґрунтів з огляду на специфічні особливості та властивості техногенних ґрунтів
		Зв'язні ґрунти			Ті саме, що і для природних і скельних ґрунтів (роздроблених)	
	Незв'язні ґрунти	Природні переміщені утворення	Насипні й наживні	Відходи виробництва й господарської діяльності	Побутові відходи. Промислові відходи: будівельні відходи, шлаки, шлами, золи та ін.	
		Антропогенні утворення	Насипні й наживні			

2.1 Природні скельні ґрунти

Скельний ґрунт (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) – це ґрунт, що складається з кристалів одного або декількох мінералів, які мають жорсткі структурні зв'язки кристалізаційного типу. До них зараховують магматичні, метаморфічні та деякі осадові гірські породи, що характеризуються значною міцністю та твердістю.

За характером зв'язку між зернами скельні ґрунти поділяються на спаяні та зцементовані. До *спаяних ґрунтів* зараховують магматичні та метаморфічні гірські породи, деякі хомогенні осадові гірські породи (вапняки і доломіти), у яких зерна знаходяться в безпосередньому контакті та зростаються один із одним. До *зцементованих ґрунтів* зараховують ґрунти осадового походження (піщаники, конгломерати, брекчії, вапняки, черепашники та ін.), у яких зв'язок між зернами здійснюється за допомогою цементу, що заповнює пори.

Міцність зцементованих ґрунтів залежить від складу зерен і цементу, а також від характеру заповнення пір цементом. Найбільш міцним та стійким до процесів вивітрювання вважається кремнеземний цемент, що складається з таких мінералів як кварц, халцедон, опал та ін. Йому помітно поступається вапняний та гіпсовий цемент. Найменш міцними є ґрунти, зцементовані глинистою речовиною.

Скельні ґрунти малопористі, практично нестискувані, нерозчинні у воді, невологоємкі, водопроникні тільки по тріщинах. Показники їхніх механічних властивостей достатньо високі. Проте верхня частина масивів скельних порід зазвичай тріщинувата та трохи зіпсована процесами вивітрювання. Окрім тріщин, вивітрювання наявні ще тектонічні тріщини. *Тріщинуватість* є важливою особливістю скельних ґрунтів, завдяки якій їхня водопроникність може сильно підвищуватися.

В інженерній практиці тріщинуватість скельних ґрунтів характеризують *коефіцієнтом тріщинуватості пустотності (КТП)* та *модулем тріщинуватості ($M_{тр}$)*.

КТП визначають як відношення об'єму тріщин до об'єму скельних блоків. Ця величина аналогічна пористості нескельних ґрунтів, а кількісно вона складає соті й навіть тисячні частки одиниці, досягаючи лише в окремих випадках значень 0,1 – 0,15.

Інший параметр масиву скельних ґрунтів – модуль тріщинуватості становить відношення кількості тріщин 1 м довжини оголення скельного

грунту. Максимальні значення цього показника наближаються до 100, а мінімальні становлять частки одиниці.

Завдяки структурним зв'язкам та високій міцності самих мінеральних частинок і уламків порід скельні ґрунти мають високу міцність, яка характеризується *межею міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані* (R_c). Межа міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані (R_c) – це відношення вертикального навантаження на зразок ґрунту, при якому відбувається його зруйнування (F_{max}) до початкової площі поперечного перерізу зразка (A_o):

$$R_c = F_{max}/A_o.$$

За межею міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані (R_c) скельні ґрунти поділяються (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) на такі: дуже міцні, міцні, середньої міцності, маломіцні, зниженої міцності, низької міцності та дуже низької міцності (табл. 2.2). Наприклад, для граніта значення міцності на стискання (R_c) коливається від 100 до 230 МПа, для базальта – від 80 до 240 МПа, для грейса – від 80 до 220 МПа, для щільного вапняка – від 60 до 200 МПа, для вапняка пористого – від 7 до 50 МПа, а для слабкого піщаника – від 1,5 до 5 МПа.

Таблиця 2.2 – Класифікація скельних ґрунтів за межею міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані

Різнovid ґрунтів	Межа міцності на одноосьовий стиск (R_c), МПа
Дуже міцні	$R_c > 120$
Міцні	$R_c = 120 - 50$
Середньої міцності	$R_c = 50 - 15$
Маломіцні	$R_c = 15 - 5$
Зниженої міцності	$R_c = 5 - 3$
Низької міцності	$R_c = 3 - 1$
Дуже низької міцності	$R_c < 1$

Скельні ґрунти, що мають $R_c < 5$ МПа, називаються *напівскельними*.

Більшість скельних ґрунтів під час узаємодії з водою не погіршують своїх властивостей. Проте деякі скельні ґрунти з кристалізаційними зв'язками знижують свою міцність під дією води. Ця властивість скельних ґрунтів називається *розм'якшенням* і характеризується *коефіцієнтом розм'якливості у воді* (k_{sof}), який виражає відношення міцності ґрунту на стискання після його насичення водою (R_c^w) до міцності в сухому стані (R_c^d):

$$K_{sof} = \frac{R_c^w}{R_c^d}.$$

Скельні ґрунти за коефіцієнтом розм'якливості у воді (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) поділяються на різновиди: *нерозм'якшувальний* ($k_{sof} \geq 0,75$) та *розм'якшувальний* ($k_{sof} < 0,75$).

Осадові зцементовані ґрунти (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) поділяються за ступенем розчинності у воді на нерозчинні, важкорозчинні, середньо розчинні та легкорозчинні (табл. 2.3).

Таблиця 2.3 – Класифікація осадових зцементованих ґрунтів за ступенем розчинності у воді

Різновид ґрунтів	Кількість воднорозчинних солей (q_{sr}), г/л
Нерозчинний	$q_{sr} < 0,01$
Важкорозчинний	$q_{sr} = 0,01 - 1$
Середньорозчинний	$q_{sr} = 1 - 10$
Легкорозчинний	$q_{sr} > 10$

Важливою характеристикою скельних ґрунтів є *міра вивітрілості*, що характеризується *коефіцієнтом вивітрілості* (κ_{wr}). Коефіцієнт вивітрілості характеризує відношення щільності вивітрілого ґрунту до щільності монолітного ґрунту (див. табл. 2.4).

Таблиця 2.4 – Класифікація скельних ґрунтів за коефіцієнтом вивітрілості

Різновид ґрунтів	Коефіцієнт вивітрілості (κ_{wr}), д.о.
Невивітрілий	$\kappa_{wr} = 1$ (ґрунти залягають у вигляді суцільного масиву)
Слабовивітрілий	$1 \geq \kappa_{wr} \geq 0,9$ (ґрунти залягають у вигляді брил)
Вивітрілий	$0,9 \geq \kappa_{wr} \geq 0,8$ (ґрунти залягають у вигляді шматків із переходом у тріщинувату скелю)
Сильновивітрілий	$\kappa_{wr} < 0,8$ (ґрунти в усьому масиві залягають у вигляді шматків)

Скельні ґрунти поділяються (згідно з ДСТУ б В.2.1-2-1996) за коефіцієнтом вивітрілості на невивітрілий, слабовивітрілий, вивітрілий, сильновивітрілий.

2.2 Природні дисперсні ґрунти

Ґрунти цього класу найпоширеніші на земній поверхні. До цього класу входять дві групи:

- *незв'язні ґрунти* – ґрунти з механічними зв'язками, що представлені пісками та великоуламковими ґрунтами;
- *зв'язні ґрунти* – ґрунти з водно-колоїдними зв'язками, що представлені глинистими, органо-мінеральними та органічними утвореннями.

Незв'язні ґрунти

Великоуламкові ґрунти складаються з уламків гірських порід розміром більше 2 мм, що мають переважно полімінеральний склад. Ці ґрунти (згідно з ДСТУ б В.2.1-2-1996) поділяються за формою та розміром уламків на валунний або глибистий, галечниковий або щебенистий, гравійний або дресв'яний (табл. 2.5).

Таблиця 2.5 – Класифікація великоуламкових ґрунтів за розміром часток

Різнovid ґрунту	Розмір часток (зернин), d, мм	Вміст часток (зерен), %, за масою
Валунний (за переважної більшості неокатаних часток – глибистий)	> 200	> 50
Галечниковий (за неокатаних граней щебенистий)	> 10	> 50
Гравійний (за неокатаних граней – дресв'яний)	> 2	> 50

Пори у великоуламкових ґрунтах можуть бути вільними або заповненими піщаним, пилюватим або глинистим матеріалом. За такої умови пористість ґрунту знижується до 25 – 30 %. Якщо такого заповнювача більше 30 % (за масою повітряно-сухого ґрунту), то до найменування ґрунту додається назва заповнювача, наприклад, глинистий гравій.

У разі відсутності дрібнозернистого матеріалу великоуламкові ґрунти мають високу водопроникність. У такому випадку їхній коефіцієнт фільтрації складає більше 100 м/добу.

Форма уламків (їхній розмір і характер) заповнювача великоуламкових ґрунтів визначається генезисом породи. Відповідно до цього виділяються різні генетичні типи великоуламкових ґрунтів (елювіальні, алювіальні, морські та ін.), які мають різні інженерно-геологічні особливості.

Великоуламкові ґрунти за щільного складання під навантаженням не ущільнюються, але за великого вмісту глинистого матеріалу з'являється тенденція до стисливості. Під час сильних землетрусів ці ґрунти можуть розріджуватися і втрачати стійкість, що позначається на стійкості об'єктів. Незважаючи на це, великоуламкові ґрунти є гарною основою для будівель інженерних споруд.

Піщані ґрунти (піски) – це ґрунти сипучі в сухому стані, що не мають пластичності, за розміру часток більше 2 мм. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2 пісок – це незв'язний мінеральний ґрунт, у якому маса часток розміром менше 2 мм складає 50 %.

Піски становлять масу часток із механічними зв'язками. За розміром часток (зернин), піски (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) поділяються на гравіюваті, крупні, середньої крупності, мілкі та пилюваті (табл. 2.6).

Таблиця 2.6 – Класифікація пісків за розміром часток

Різновид ґрунту	Розмір часток (зернин), d, мм	Уміст часток (зерен), %, за масою
Гравіюватий	> 2	> 25
Крупний	> 0,50	> 50
Середньої крупності	> 0,25	> 50
Мілкий	> 0,10	≥ 75
Пилюватий	> 0,10	< 75

Завдяки відкритій пористості піски завжди водопроникні.

У пилюватих пісках коефіцієнт фільтрації не перевищує 1 м/доб, у крупнозернистих коливається від 40 до 50 м/доб, а в гравіюватих сягає до 80 – 100 м/доб.

Піски використовуються для багатьох потреб. Вони є надійною основою для будівель та інженерних споруд, є сировиною для виготовлення будівельних виробів і матеріалів.

Особливості пісків багато в чому визначаються їхнім генезисом. Порівняємо деякі з генетичних типів пісків.

Серед найбільш поширених *алювіальних (руслових) пісків* зустрічаються різні за гранулометричним складом різновиди, що відрізняються структурно-текстурними особливостями і властивостями. Характерною рисою руслових пісків є закономірна зміна їхньої дисперсності за поздовжнім профілем річки: униз за течією зменшуються розміри зерен піску й одночасно підвищується його однорідність. Невисока дисперсність руслових пісків, їхні гарні відсортирування та окатанність, середнє та рихле складання обумовлюють значну водопроникність, величина якої в горизонтальному напрямі зазвичай вище, ніж у вертикальному.

Флювіоглаціальні піски представлені крупнозернистими, середньозернистими та мілкозернистими пісками, що містять грубоуламковий матеріал. Серед флювіоглаціальних пісків широко розвинені *зандрові піски*, що представлені усіма різновидами. Зандрові піски можуть створювати площі в сотні тисяч квадратних кілометрів. Великий вміст мілкозернистого складу та наявність лінз та прошарків суглинистого матеріалу негативно впливає на стійкість масиву ґрунту.

Морські піски відрізняються високою ступеню окатаності та однорідністю. Серед цих пісків переважають кварцові різності. Дуже цікаві глауконітові піски. Порівняно легко розкладаючись, глауконіт може викликати зміну властивостей породи, зокрема цементацію пісків продуктами свого розкладання. Піски, що сформувалися в мілководних умовах (прибережні піски) мають щільне складання. Глибинні піски часто характеризуються рихлим складанням і схильністю давати швидке осідання під час динамічних навантажень. Водопроникність морських пісків зазвичай значна (коефіцієнт фільтрації більше 1 м/добу).

Еолові піски мають широке поширення в напівпустинних і пустинних районах. В умовах природного залягання вони знаходяться в рихлому стані, тому легко та значно ущільнюються під дією динамічних навантажень. Гарне відтсортування, однорідне і достатньо рихле складання еолових пісків обумовлює велику водопроникність. Зазвичай їх коефіцієнт фільтрації складає 10 – 11 м/добу, а в окремих випадках збільшується до 15 м/добу.

Піски різних генетичних типів під впливом гідродинамічного тиску можуть переходити у пливунний стан. Такі піски називаються *пливунами*. Пливуні різноманітні за мінеральним і гранулометричним складом, для них є характерним вміст органічної речовини. Отже, *пливун* – це насичений водою ґрунт, здатний розтікатися та опливати. Велика водоутримувальна здатність і мала водопроникність пливунів роблять неможливим осушення їх звичайним способом водопониження. Пливуні мають найбільшу величину деформації порівняно з іншими породами. Особливо небезпечні ці ґрунти за значної природної вологості.

Зв'язні ґрунти

Група зв'язних ґрунтів об'єднує мінеральні глинисті ґрунти, органомінеральні ґрунти (мули, сапропелі та заторфовані ґрунти),

органічні ґрунти (торф). Для них характерна залежність міцності та інших властивостей від вологості. Зважаючи на величину вологості, у цих ґрунтах переважають структурні зв'язки різного характеру: іонно-електростатичні, капілярні та молекулярні.

Глинисті ґрунти є одним із найбільш поширених видів ґрунтів. Глинисті ґрунти представлені трьома літологічними різновидами: супіски, суглинки та глини.

Глини складені глинистими мінералами (до 95 %), серед яких переважають гідрослюди, а як домішки присутні каолінит, монтморилоніт, глауконіт та ін. *Суглинки*, окрім глинистих мінералів складені на 30 – 50 % кластогенними мінералами (кварц, польовий шпат та ін.), що мають розмір пилуватих часток. У складі *супісків* основне місце займають кластогенні мінерали (кварц, польові шпати та ін.), а глинисті мінерали займають лише від 10 – 20 %. До основних фізичних властивостей глинистих ґрунтів зараховують: пористість, вологість, поглинальну здатність, пластичність, консистенцію, клейкість, набрякання, осідання та ін.

Склад і властивості глинистих ґрунтів визначаються їхнім походженням (генезисом). Нижче наведені характеристики властивостей деяких генетичних різновидів глинистих ґрунтів.

Елювіальні глинисті ґрунти – це продукти вивітрювання осадових зцементованих скельних ґрунтів, що представлені суглинками та глинами, у яких рослинні залишки та органічна речовина практично не зустрічаються. Глини цього генетичного типу часто є мономінеральними. Ці ґрунти характеризуються різними інженерно-геологічними властивостями. Великою різноманітністю відрізняються елювіальні суглинки та супіски через надзвичайну мінливість, а також кількість та вид глинистого мінералу в їхньому складі. Особливо яскраво це проявляється в такій їхній властивості, як пластичність. Найбільш пластичні їхні різновиди формуються під час вивітрювання основних вивержених і ефузивних порід. Під час вивітрювання кислих порід зазвичай утворюються слабопластичні глини, здебільшого каолінітового складу.

До *делювіальних глинистих ґрунтів* зараховують різноманітні за петрографічним складом утворення, що покривають потужними покривами схили. Часто ці утворення містять щебінь і ще більші уламки порід, а також рослинні залишки. Оцінюючи делювіальні глинисті ґрунти, варто мати на увазі їхню загальну схильність до руху по схилах. Штучне

підрізування делювіальної товщі (спорудження котловану під будівлю, дорожньої виїмки та ін.), особливо в нижній частині схилу, нерідко викликає переміщення зсувного характеру.

Пролювіальні глинисті ґрунти найчастіше представлені пилюватими суглинками з характерним поганим сортуванням матеріалу і наявністю включень уламків порід різної величини. Глинистий пролювій сильно неоднорідний по усій товщі.

Алювіальні глинисті ґрунти широко розвинені в долинах рівнинних річок. Різні умови формування (руслові, заплавні та ін. фації) обумовлюють різноманітність складу та властивостей цих ґрунтів.

Озерні глинисті ґрунти мають нешироке поширення. Вони характеризуються високою пористістю, значним вмістом органічних часток і високою природною вологістю, що обумовлює їхню велику стисливість і низькі показники опору зрушенню.

Морські глинисті ґрунти утворюються практично в усіх областях моря, у межах яких відсутнє принесення великого матеріалу та існують сприятливі гідрохімічні та гідродинамічні умови. Найбільше розповсюдження вони мають серед глибоководних відкладень морів і океанів. За своїм складом ці ґрунти найчастіше однорідні. Для них характерна наявність водорозчинних солей. Під час висихання ці солі кристалізуються і створюють жорсткі зв'язки між частками породи, збільшуючи її міцність. Наявність вільного кремнезему та оксидів заліза в морських глинах ще більше збільшує їхню зв'язність, міцність і водостійкість. Протилежну роль відіграють сульфіді заліза й органічні речовини, які під час розкладання викликають зміну стану та погіршення властивостей глинистих ґрунтів.

Особливу увагу заслуговує такий різновид глинистих ґрунтів, як *лесові ґрунти*. Лес – це однорідний, тонкозернистий, зазвичай не шаруватий, рихлий ґрунт. За літологічним складом лесові відкладення представлені суглинками, рідше – супісками та глинами. Для лесових товщ характерна наявність різноманітних прошарків і включень (піску, гравію, галечнику та ін.), потужність яких коливається від декількох сантиметрів до декількох метрів.

Проблема генезису лесових ґрунтів існує більше ніж 150 років і досі остаточно не вирішена. Більш як за вікову історію вивчення лесових ґрунтів було запропоновано не менше двадцяти різних гіпотез їхнього

походження. Усі вони одноставно твердять про порівняно невеликий вік таких природних утворень і зараховують їх до четвертинних відкладень кайнозойської ери. Найпоширенішою є гіпотеза еолового походження лесового ґрунту дослідників Ріхтгофена та В. О. Обручова, які вважали, що головною причиною його утворення є переміщення атмосферних мас у місцях із сухим та теплим кліматом. Дрібні (пиловаті) частинки ґрунту здіймаються у повітря, переносяться на інше місце й осідають на поверхню. Такий процес веде до поступового накопичення слабкоущільненого шару. Прикладом такого явища можуть бути пилові бурі, що проходили на території України в 1968 році, та їхні відповідні наслідки.

За гіпотезою академіка Л. С. Берга, генезис лесового ґрунту пов'язаний із дією вторинних процесів (вивітрювання), під час яких глинистий ґрунт різноманітного походження поступово перетворюється на лесовий.

Щодо лесового ґрунту України, то, на думку дослідників В. П. Ананьєва, П. К. Заморія, В. Ф. Краєва, він має еолово-льодовикове походження і розповсюджений на 65 – 70 % території держави, здебільшого розташовуючись на надзаплавних та вододільних терасах річок.

Лесові ґрунти зазвичай поділяються на *лес* і *лесовидні ґрунти*. Лес найбільш однорідний за гранулометричним складом ніж лесовидні ґрунти. Серед лесових ґрунтів виділяють лесовидні піски, лесовидні супіски, лесовидні суглинки та лесовидні глини.

Лесові ґрунти за складом, структурно-текстурними ознаками, а також механічними властивостями істотно відрізняються від усіх інших ґрунтів. Вони однорідні, бо мають більше ніж 50 % частинок розміром 0,05 – 0,005 мм. Тверді частки лесових ґрунтів на 80 – 90 % складаються з кварцу, польового шпату та розчинних мінералів.

Лесові ґрунти належать до категорії макропористих ґрунтів, тобто до ґрунтів, у яких пори видно неозброєним оком. Сумарна пористість лесових ґрунтів коливається від 30 до 64 %. Особливістю лесового ґрунту є наявність пор, здатних до водопроникнення.

Лесові ґрунти, що мають невелику природну вологість, незначну стисливість (осідання їх під навантаженням дуже невелике). Збільшення вологості різко знижує їх опір стискуванню. Занурений у воду лесовий

грунт швидко зволожується і розмокає, розпадається на дрібні агрегати та пилюваті частки.

Цей вид ґрунту стійкий у сухому стані завдяки структурним зв'язкам. Під час зволоження зв'язки руйнуються, і ґрунт просідає під навантаженням, тому лесові ґрунти називають *просадочними*. Унаслідок цього будівництво на таких ґрунтах складніше, ніж на інших глинистих ґрунтах.

До *органо-мінеральних ґрунтів* зараховують мули, сапропелі та заторфовані ґрунти. Усі орґано-мінеральні ґрунти мають високу пористість і водонасиченість. До їхнього складу входять піщано-пилуво-глинисті частки, органічний мінерал і вода, що присутня у великій кількості.

Мули – це глинясті ґрунти, що утворилися на дні водоймищ і знаходяться у початковій стадії формування та містять не менше 10 % органічного матеріалу. Для них характерне недоущільнення. Мули бувають морські, озерні, болотні та алювіальні. В умовах природного залягання вони мають вологість, яка перевищує вологість на межі текучості, тобто такі ґрунти мають текучу консистенцію. Структурні зв'язки в мулах нестійкі. Це здебільшого зв'язки тиксотропно-коагуляційного типу. У разі дії на мули навіть невеликого тиску або ударного навантаження, вони переходять у текучий стан.

Сапропелі – це прісноводний мул, у вигляді рихлих водонасичених піщано-пилуватоглинистих відкладень, що містять до 30 % органічного матеріалу. Вони утворилися після саморозкладання органічних (рослинних) решток на дні озер. Сапропелі мають властивості, які значною мірою залежать від умов утворення, типу водоймища, кількості органічних речовин та карбонатів.

Заторфований ґрунт – це водонасичені піщано-пилуватоглинисті відкладення з великим вмістом (до 50 %) органічної речовини у вигляді залишків коренів рослин із домішками гумусу. За відносним вмістом органіки заторфовані ґрунти поділяються (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996) на: слабкзаторфовані, середньозаторфовані, сильноторфовані ґрунти та ґрунти з домішками органічних речовин (табл. 2.7).

В умовах природного залягання такі ґрунти, як правило, водонасичені. Водночас ґрунтові води достатньо агресивні щодо матеріалу підземних конструкцій будівель і споруд.

Таблиця 2.7 – Класифікація заторфованих ґрунтів

Різновид ґрунтів	Відносний вміст органічної речовини, I_r , д. о.
Сильнозаторфований	0,5 – 0,4
Середньозаторфований	0,4 – 0,25
Слабозаторфований	0,25 – 0,1
Із домішкою органічних речовин	0,1 – 0,05

До органічних ґрунтів можна зарахувати торф. Торф – це відкладення, що утворюються в результаті природного відмирання та неповного розкладання болотних рослин в умовах підвищеної вологості за нестачі кисню і містить більше 50 % органічних речовин. Відмінною рисою торфу є їх висока вологість у природному заляганні. У природних умовах торф має низьку здатність до набрякання, а під час висихання спостерігається значна усадка. Цей ґрунт має високу стисливість під навантаженням, величина якого в декілька разів вища, ніж у мінеральних ґрунтів.

Завдяки специфічним властивостям органомінеральних і органічних ґрунтів будівництво на їхній основі є доволі складним завданням, тому здійснюється за спеціальними нормами та правилами.

2.3 Техногенні ґрунти

Під час будівництва та видобутку корисних копалин на поверхню витягають сотні мільйонів кубічних метрів різноманітних ґрунтів. У той же час людство у великій кількості створює нові ґрунти.

Техногенні ґрунти – це природні ґрунти, змінені та переміщені в результаті виробничої та господарської діяльності людини, та антропогенні ґрунти. Ці ґрунти мало вивчені. Потужність їх може коливатися від 1 до 10 м і більше (у місцях засипання колодязів і шахт їхня потужність досягає 100 м). Мінімальні потужності використовуються у місцях нової забудови.

Серед техногенних ґрунтів розрізняють насипні, наливні та змінені на місці ґрунти. Найчастіше зустрічаються насипні ґрунти.

Насипні ґрунти – це техногенні ґрунти, переміщення та укладання яких здійснюється з використанням транспортних засобів або вибухів. Серед них виділяють два типи ґрунтів: будівельний та промисловий.

Насипні ґрунти будівельного типу – ґрунти насипів автомобільних і залізничних доріг, гребель і дамб, насипи під основи будівель та ін. До промислових насипних ґрунтів зараховують вироблені гірські породи гірничорудної промисловості, гірські вироблення та ін.

Нерівномірні осідання та деформації будівель та інженерних споруд, що побудовані на насипних ґрунтах, відбуваються завдяки нерівномірній потужності цих ґрунтів, неоднорідного складу та значного вмісту (до 60 %) органічних речовин та ін.

Із часом насипні ґрунти ущільнюються та набудуть міцності. У таблиці 2.8 наведені дані часу (у роках) набуття насипними ґрунтами міцності та щільності, що були отримані під час дослідження газопроводів.

Намивні ґрунти – техногенні ґрунти, переміщення та укладання яких здійснюється за допомогою гідромеханізації. Серед намивних ґрунтів розрізняють ґрунти будівельного та гірського типів. До будівельного типу належать ґрунти гребель, насипів, а також спеціально створених масивів із намивних пісків. Ці масиви дозволяють освоювати заплави та болота для промислового і цивільного будівництва. Гірський тип намивних ґрунтів утворюється під час скидання розкривних гірських порід на родовищах корисних копалин.

Таблиця 2.8 – Час набуття природної щільності насипних ґрунтів

Тип ґрунту	Термін ущільнення, роки
Піски середні та дрібні	2 – 4,5
Супіски	4 – 6
Суглинки та глини	8 – 12
Супіщано-піщані ґрунти з домішками торфу	2 – 4

Виділяється три стадії формування властивостей намивних ґрунтів: ущільнення, зміцнення та стабілізація стану ґрунту.

На властивості намивних ґрунтів впливає фізико-географічні чинники (рельєфу ложа, клімату та ін.), інженерно-геологічні властивості основи намивної споруди (склад, стан основи), а також властивості ґрунтів, що підстилають намивні споруди.

ГЛАВА 3 ОСНОВНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТІВ, ЩО ВИЗНАЧАЮТЬ ЇХНІ ВЛАСТИВОСТІ

Найбільше значення для оцінки властивостей ґрунтів під час проектування, будівництва й експлуатації будівель та інженерних споруд мають фізико-механічні характеристики. Характеристики фізичних властивостей виражають фізичний стан ґрунтів (щільність, вологість та ін.) і дозволяють класифікувати їх за типами, видами та різновидами. Під механічними маються на увазі такі властивості, які з'являються в ґрунтах під впливом зовнішніх сил (тиск, удар та ін.). Механічні властивості оцінюються міцними та деформаційними характеристиками.

3.1 Визначення властивостей ґрунтів у лабораторних і польових умовах

Природні та техногенні ґрунти мають різноманітні властивості, що визначаються лабораторними та польовими методами. У таблиці 3.1 наводиться перелік видів і методів лабораторних досліджень ґрунтів, а в таблиці 3.2 – польових досліджень ґрунтів.

Таблиця 3.1 – Види та методи лабораторних досліджень ґрунтів

Види і методи досліджень	Отримані показники
1	2
1. Дослідження складу та будови ґрунтів	
1.1. Макроскопічне вивчення	Колір, структура, текстура, характер включень, мінеральний склад та ін.
1.2. Мікроскопічне вивчення	
1.2.1. Вивчення хімічного і мінерального складу:	
– імерсійний метод	Мінеральний склад окремих піщаних фракцій
– метод фарбування	Мінеральний склад глинистих ґрунтів
– термічний аналіз	
– електронна мікроскопія	
– хімічні методи	Хімічний склад, ємність поглинання, склад обмінних іонів в глинистих ґрунтах
– інші методи (рентгенографія, електроннографія та ін.)	Мінеральний склад і будова глинистих ґрунтів

1	2
1.2.2 Вивчення гранулометричного складу:	
– ситовий метод	Гранулометричний склад піщаних і інших незв'язних ґрунтів
– метод відмочування (О. М. Сабаніна)	Гранулометричний склад піщаних пилюватих і глинистих ґрунтів
– метод піпетки	Гранулометричний склад глинистих ґрунтів
– комбіновані методи	
– ареометричний метод	
1.2.3 Вивчення структури та текстури	Структурно-текстурні якісні та кількісні оцінки, клас ґрунтів
2. Дослідження фізичних властивостей ґрунтів	
2.1. Визначення щільності часток ґрунтів:	Щільність часток ґрунтів
– пікнометром із дистильованою водою	Для ґрунтів, що не містять розчинних речовин
– пікнометром із неполярними рідинами із застосуванням вакуумування	Для ґрунтів із легкорозчинними речовинами
2.2. Визначення вологості	
2.2.1. Із видаленням води: метод сушіння в термостаті, метод сушіння інфрачервоними променями та ін.	Загальна, гігроскопічна та інші види вологості
2.2.2. Без видалення води: електричний, нейтронний, гідростатичний та ін.	
2.3. Визначення щільності ґрунтів	Щільність ґрунтів природної вологості
2.3.1. Метод безпосередніх вимірювань	На зразках правильної геометричної форми
2.3.2. Метод ріжучого кільця	Для м'яких глинистих ґрунтів і пісків
2.3.3. Метод гідростатичного зважування з попереднім парафінуванням	Для зразків неправильної форми, для зразків скельних і напівскельних ґрунтів
2.4. Визначення пористості:	
2.4.1. Метод насичення рідиною	Пористість, коефіцієнт пористості для скельних, напівскельних і рихлих незв'язних ґрунтів
2.4.2. Розрахунковий метод	За відомих значень щільності часток ґрунту та щільності сухого ґрунту

1	2
2.4.3. Методи визначення пористості при найбільш щільному і найбільш рихлому складанні	Відносна щільність піщаних ґрунтів, максимальна щільність піщаних і пілувато-глинистих ґрунтів
2.5. Визначення меж пластичності глинистих порід	
2.5.1. Метод конусу	Верхня межа пластичності (межа текучості)
2.5.2. Метод розкочування ґрунту в шнур	Нижня межа пластичності (межа розкочування)
3. Дослідження водних властивостей ґрунтів	
3.1. Визначення клейкості	Величина клейкості
3.2. Методи досліджень водостійкості	
3.2.1. Визначення міри та тиску набухання	Міра набухання, вологість набухання, тиск набухання
3.2.2. Визначення усадки	Лінійна усадка, об'ємна усадка та вологість усадки
3.2.3. Вивчення швидкості та ступеня розчинності, разм'якшувальності	Показник для скельних і напівскельних ґрунтів
3.2.4. Визначення змісту водорозчинних з'єднань	
3.3. Методи визначення водоутримання	
3.3.1. Визначення повної вологості розрахунковим шляхом	Повна вологості
3.3.2. Визначення вологості утримувальної здатності	Гігроскопічна вологість, максимальна молекулярна вологості
3.3.3. Визначення водовіддачі	Коефіцієнт водовіддачі
3.4. Визначення капілярних властивостей	Висота капілярного підняття
3.5. Визначення водопроникності	Коефіцієнт фільтрації, питоме водопоглинання, коефіцієнт проникності
3.5.1. Методи фільтрації для рихлих незв'язкових ґрунтів	
3.5.2. Компресійно-фільтраційні методи для глинистих ґрунтів	
3.6. Визначення пливуних і тиксотропних властивостей	Кут природного укосу під водою для піщаних ґрунтів, седиментаційний об'єм, швидкість і коефіцієнт тиксотропного зміцнення

1	2
4. Дослідження механічних властивостей	
4.1. Визначення деформаційних властивостей скельних ґрунтів	
4.1.1. Статичні методи визначення пружності	Модуль пружності, коефіцієнт Пуассона
4.1.2. Динамічні методи визначення пружності	
4.2. Визначення деформаційних властивостей дисперсних ґрунтів	
4.2.1. Компресійні випробування	Коефіцієнт стисливості, модуль деформації, коефіцієнт консолідації, коефіцієнт відносної просадочності
4.2.2. Випробування в приладах трьохосового стиснення (стабілометрах)	Коефіцієнт бічного тиску, модуль зрушення, модуль об'ємної деформації
4.2.3. Випробування в приладах одноосного стиснення	Модуль загальної деформації для глинистих ґрунтів
4.3. Визначення характеристик міцності ґрунтів	
4.3.1. Метод одноосного розтягування	Тимчасовий опір ґрунта розтягуванню, розколюванню і стисканню
4.3.2. Метод розколювання циліндрів	Тимчасовий опір ґрунта розтягуванню, розколюванню і стисканню
4.3.3. Одновісне стискання	
4.4. Визначення міцності дисперсних ґрунтів	
4.4.1. Випробування в приладах на зрушення	Кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення
4.4.2. Випробування в приладах трьохосового стиснення (стабілометрах)	Кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення, визначення порового тиску
4.4.3. Випробування в приладах одноосного стиснення	Опір стиснення
4.4.4. Пенетраційні методи	Опір пенетрації
4.4.5. Випробування обертальним зрізом	Опір зрушення
5. Спеціальні види досліджень	
6. Визначення теплофізичних властивостей, морозостійкості міри розкладання торфу та ін.	

Таблиця 3.2 – Види та методи польових випробувань ґрунтів

Види досліджень	Методи досліджень
1. Дослідження складу і фізичних властивостей	1.1. Визначення гранулометричного складу грохоченням великих брил
	1.2. Визначення щільності ґрунту в шурфах
	1.3. Визначення щільності піщаних і консистенції пилувато-глинистих ґрунтів динамічним і статичним зондуванням
2. Дослідження водних властивостей	2.1. Визначення коефіцієнта фільтрації у шурфах
	2.2. Спостереження за режимом підземних вод
	2.3. Визначення напрямку та швидкості руху підземних вод
3. Дослідження механічних властивостей	3. 1. Визначення деформаційних характеристик
	3.1.1. Випробування ґрунтів статичним навантаженням штампів
	3.1.2. Пресіометрія
	3.1.3. Вимір порового тиску
	3.2. Визначення міцнісних характеристик
	3.2.1. Випробування опору ґрунту методом обертального зрізу за допомогою крильчатки
	3.2.2. Випробування опору ґрунту методом зрушення в шурфах
	3.2.3. Визначення властивостей ґрунтів зондуванням
4. Натурні випробування	4.1. Випробування ґрунтів палями
	4.2. Випробування існуючих фундаментів
	4.3. Спостереження за осіданнями будівель і споруд
	4.4. Спостереження за зміщенням масивів порід

Як видно з наведених таблиць, перелік досліджень ґрунтів значний. Розглянути його повністю у межах цього підручника не можливо, тому нижче наведені лише деякі методи та результати визначення основних показників фізичних і механічних властивостей ґрунтів.

3.2 Характеристики фізичних властивостей ґрунтів

Показники фізичних властивостей скельних і нескельних ґрунтів між собою значно розрізняються. Фізичні характеристики підрозділяються на основні, похідні та класифікаційні. Основними є характеристики, що визначаються на основі лабораторних досліджень. Інші фізичні характеристики є розрахунковими.

Основні фізичні характеристики ґрунтів

Експериментально визначають три основні характеристики ґрунтів: щільність ґрунту, щільність часток ґрунту та вологість.

Зразок ґрунту умовно можна поділити на три частини (рис. 3.1): перша частина зайнята твердими (мінеральними) частками, об'ємом (V_s), а друга – порами, об'ємом (V_n). Простір, який зайнятий порами, також можна умовно розділити на дві частини, одна з яких зайнята водою, а інша – газом. Тоді маса твердих часток ґрунту буде G_s , а маса води – G_w (маса повітря не враховується).

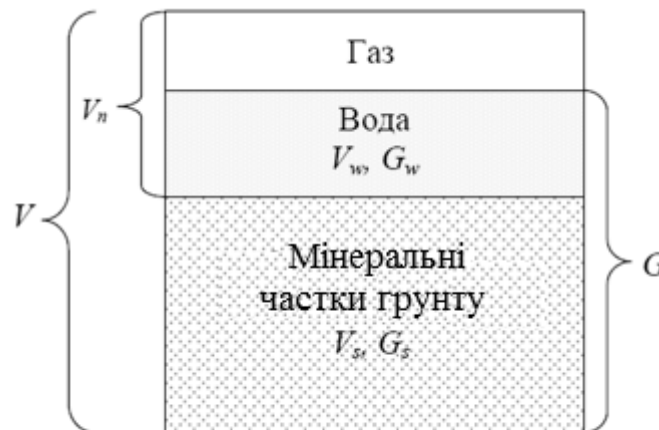


Рисунок 3.1 – Модель ґрунту: V – об'єм зразка ґрунту; V_s – об'єм мінеральних часток ґрунту в об'ємі V ; V_n – об'єм пір в об'ємі V ; V_w – об'єм води в порах; G – маса зразка ґрунту; G_s – маса часток ґрунту(скелета); G_w – маса води, що міститься в порах

Щільність ґрунту (ρ) – відношення маси ґрунту (включаючи масу води в його порах) до займаного цим ґрунтом об'єму:

$$\rho = \frac{G_s + G_w}{V_s + V_n} = G/V. \quad (3.1)$$

Щільність ґрунту вимірюється в г/см^3 або тона/м^3 . Величина щільності ґрунтів залежить від мінерального складу, пористості, вологості та інших показників і коливається в широких межах (від 1,2 – 1,3 до 3,5 г/см^3).

У лабораторних умовах щільність ґрунтів визначають методом різального кільця, або шляхом зважування парафінованих зразків ґрунту у воді і в повітряному середовищі. Щільність великоуламкових ґрунтів можна встановити в польових умовах за допомогою проходки невеликого шурфу (вертикального гірського вироблення глибиною до 0,5 м). Для цього зважують витягнутий з шурфу ґрунт та ділять його на об'єм шурфу, таким чином набувають значення щільності великоуламкового ґрунту.

Щільність часток ґрунту (ρ_s) – відношення маси твердих часток ґрунту до їхнього об'єму:

$$\rho_s = \frac{G_s}{V_s}. \quad (3.2)$$

Щільність часток залежить тільки від їхнього мінералогічного складу. Для скельних ґрунтів вона зазвичай змінюється від 2,4 до 3,3 г/см^3 , для нескельних ґрунтів – 2,4 – 2,8 г/см^3 .

Щільність твердих часток ґрунту знаходять за допомогою пікнометра.

Вологість ґрунту (w) – відношення маси води, що міститься в ґрунті, до маси сухого ґрунту:

$$W = \frac{G - G_s}{G_s} = \frac{G_w}{G_s}. \quad (3.3)$$

Вологість ґрунту приймається в долях одиниці.

У лабораторних умовах вологість визначають шляхом висушування ґрунту в сушильній шафі за $t = 105^\circ\text{C}$ упродовж 3 – 5 годин до постійної маси (абсолютно-сухого стану), а в польових умовах – електрометрією та радіоактивним методами.

Похідні фізичні характеристики ґрунтів

Знаючи величини щільність ґрунту, щільність часток ґрунту і вологість, можна вчислити низку характеристик ґрунту (табл. 3.8). Нижче розглянемо деякі з них.

Щільність сухого ґрунту (ρ_d) або щільність скелету ґрунту – відношення маси сухого ґрунту (часток ґрунту) до об'єму усього ґрунту. Щільність сухого ґрунту вимірюється в г/см^3 або тонна/м^3 та розраховується за формулою:

$$\rho_d = \frac{G_s}{V_s + V_n} = \frac{G_s}{V}, \quad (3.4)$$

або

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}. \quad (3.5)$$

У будівельній практиці використовується для оцінки ущільнення ґрунту. Орієнтовно глинистий ґрунт вважається достатньо ущільненим за $\rho_d = 1,55 - 1,6 \text{ г/см}^3$, а піщаний – за $\rho_d = 1,65 \text{ г/см}^3$.

Пористість ґрунту (n) – відношення об'єму пір до об'єму усього ґрунту, можна знайти за формулою:

$$n = \frac{V_n}{V_n + V_s}. \quad (3.6)$$

Відносний вміст *твердих часток в одиниці об'єму ґрунту* позначають через m і знаходять відношення об'єму твердих часток у цілому:

$$m = \frac{V_s}{V_s + V_n}, \quad (3.7)$$

тоді:

$$n + m = 1, \quad (3.8)$$

$$n = 1 - m. \quad (3.9)$$

Величини m і n зазвичай виражаються в долях одиниці, іноді у відсотках. У більшості випадків пористість нескельних ґрунтів коливається від 0,3 до 0,5, але для лесових і мулких ґрунтів може досягати значно більш високих значень.

Використовуючи формулу (3.2 та 3.4), легко отримати:

$$m = \frac{\rho_d}{\rho_s}, \quad (3.10)$$

а враховуючи формулу (3.8), отримуємо:

$$n = \frac{1 - \rho_d}{\rho_s}. \quad (3.11)$$

У розрахунках часто застосовується *коефіцієнт пористості ґрунту* (e) – відношення об'єму пір до об'єму твердих часток (скелету) ґрунту. Згідно з визначенням він дорівнює:

$$e = \frac{V_n}{V_s}. \quad (3.12)$$

Використовуючи формули (3.6 та 3.7), отримуємо:

$$e = \frac{n}{m} = \frac{n}{1 - n}. \quad (3.13)$$

З огляду на формулу (3.10 та 3.11), можна записати:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1. \quad (3.14)$$

Тоді, підставивши в (3.14) значення щільності сухого ґрунту з формули (3.5), отримуємо:

$$e = \frac{\rho_s(1 + W)}{\rho} - 1. \quad (3.15)$$

Коефіцієнт пористості є однією з найважливіших характеристик і безпосередньо використовується в розрахунках. Для піщаних ґрунтів коефіцієнт пористості характеризує щільність складання (щільність взаємної упаковки часток) і використовується як класифікаційний показник.

Унаслідок неоднорідності будь-якого певного шару ґрунту і помилок у вимірюваннях під час експериментального визначення величини знаходять багаторазово, а отримані результати обробляють методами математичної статистики.

Оскільки пористість і вологість ґрунту пов'язані між собою, уведемо ще одно поняття вологості, яке відповідає повному водонасиченню ґрунту і називається повна вологоємкість.

Повна вологоємкість (W_{max}) є такою вологістю, коли усі пори ґрунту заповнені водою:

$$W_{max} = \frac{e\rho_w}{\rho_s} \quad (3.16)$$

Стан ґрунтів за водонасиченістю встановлюється залежно від коефіцієнта водонасичення (міра вологості), який дорівнює відношенню природної вологості ґрунту до вологості, що відповідає повному заповненню пір водою, тобто до повної вологоємкості та характеризує міру заповнення пір водою:

$$S_r = \frac{W}{W_{max}}. \quad (3.17)$$

Використовуючи формулу (3.16), отримуємо:

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w}, \quad (3.18)$$

де ρ_w – щільність води, яка дорівнює 1 г/см^3 .

Коефіцієнт водонасиченості вимірюється в долях одиниць і змінюється від 0 (абсолютно сухий ґрунт) до 1 (повне заповнення пор водою).

Залежно від коефіцієнту водонасиченості розрізняють різновиди великоуламкових ґрунтів: маловологі ($0 < S_r \leq 0,5$); вологі ($0,5 < S_r \leq 0,8$) та насичені водою ґрунти ($0,8 < S_r \leq 1,0$).

Під час розрахунків навантажень на споруди та напрузі від дії власної ваги необхідно використати такі характеристики:

1. *Питома вага ґрунту (γ)* (вимірюється в Н/см³ або кН/м³):

$$\gamma = \rho g, \quad (3.19)$$

де $g = 9,81 \approx 10 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння.

Питома вага ґрунту залежить передусім від співвідношення об'ємів, зайнятих твердими частками та порами. Для найбільш поширених нескельних ґрунтів вона складає від 13 до 22 кН/м³, для скельних – від 18 до 30 кН/м³.

2. *Питома вага часток ґрунту (γ_s)* (Н/см³ або кН/м³):

$$\gamma_s = \rho_s g. \quad (3.20)$$

3. *Питома вага сухого (скелета) ґрунту (γ_d)* (Н/см³ або кН/м³):

$$\gamma_d = \rho_d g. \quad (3.21)$$

Класифікаційні фізичні характеристики

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996 класифікаційними характеристиками для великоуламкових ґрунтів і пісків є гранулометричний склад і міра його неоднорідності, а для різновидів цих ґрунтів класифікаційними показниками є ще і коефіцієнт водонасичення та щільність складання (характеризується коефіцієнтом пористості). Для глинистих ґрунтів класифікаційними показниками є число пластичності, показник текучості та вміст піщаних часток за масою. За цими характеристиками встановлюють назву ґрунту.

Деякі з класифікаційних показників були наведені в розділі 2.1, тому нижче розглянуті тільки ті, які ще не були освітлені.

Гранулометричний (зерновий) склад ґрунту – це найважливіша класифікаційна характеристика дисперсних ґрунтів, що відображає кількісний вміст часток різного розміру, виражений у відсотках по співвідношенню до їхньої маси.

Для визначення гранулометричного складу дисперсних ґрунтів виконується гранулометричний аналіз.

Результати гранулометричного аналізу подають у вигляді таблиць, у яких зазначають відсотковий вміст різних фракцій в ґрунті. Приклад форми запису результатів гранулометричного складу наведений в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Гранулометричний аналізу піщаного ґрунту

Показник	Діаметр отвору сита, мм				
	2	0,5	0,25	0,1	піддон
	Розмір фракцій, мм				
	>2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
Маса фракцій, г	10,5	22,6	32,8	30,9	3,2
Зміст фракцій, %	10,5	22,5	32,8	30,9	3,2

Поширеним способом графічного зображення складу ґрунтів є інтегральні криві однорідності, побудовані в напівлогарифмічному масштабі (рис. 3.2).

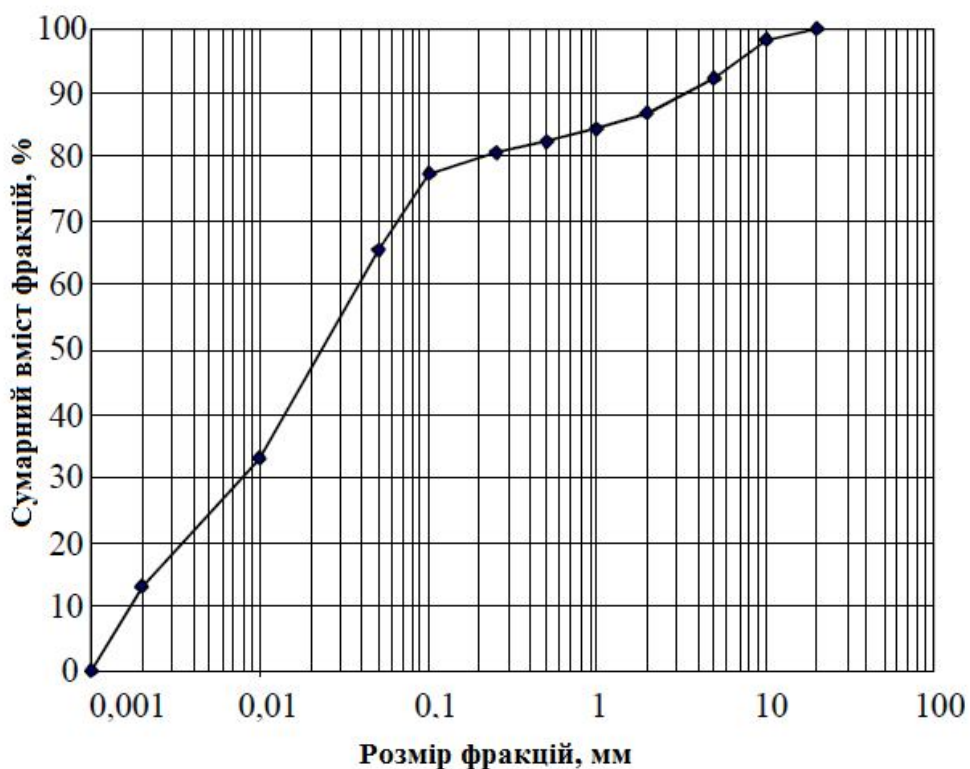


Рисунок 3.2 – Крива неоднорідності зернового (гранулометричного) складу ґрунту

Характер кривих відображає міру однорідності часток, що утворюють ґрунт. Наприклад, якщо крива крута, то ґрунт однорідний, якщо крива полого – ґрунт неоднорідний.

Для чисельної оцінки неоднорідності великоуламкових ґрунтів і пісків визначають *міру неоднорідності гранулометричного складу* (C_U):

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (3.22)$$

де d_{10} (діючий або ефективний діаметр) – такий розмір часток, менше якого в ґрунті утримується 10 % фракцій; d_{60} (контролюючий діаметр) – діаметр менше якого в ґрунті утримується 60 % фракцій.

Діючий (ефективний) діаметр визначають за інтегральною кривою гранулометричного складу ґрунту (див. рис. 3.2). Ця умовна величина запропонована з метою зрівняти водопроникність неоднорідного за складом ґрунту до водопроникності деякого однорідного ґрунту.

Контролюючий діаметр часток визначають також за інтегральною кривою гранулометричного складу. Піщаний ґрунт вважається неоднорідним, якщо коефіцієнт неоднорідності більше 3, а глинистий, якщо більш 5.

Для характеристики піщаних ґрунтів використовується показник, який називається *ступінь щільності* (J_D):

$$J_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (3.23)$$

де e_{\max} – коефіцієнт пористості у граничнощільному складанні;

e – коефіцієнт пористості при природному чи штучному складанні;

e_{\min} – коефіцієнт пористості у граничнопухкому складанні.

Таблиця 3.4 – Класифікація піщаних ґрунтів за ступенем щільності

Різновид пісків	Міра щільності (J_D)
Слабоущільнений	0 – 0,33
Середньоущільнений	0,33 – 0,66
Сильноущільнений	0,66 – 1

Властивість глинистих ґрунтів істотно змінюються залежно від їхньої вологості. Сильнозволожений глинистий ґрунт має здатність розтікатися, під час підсушування він переходить у пластичний стан, а під час подальшого зменшення вологості – у твердий. Отже, за консистенцією розрізняють три стани глинистого ґрунту: твердий, пластичний та текучий. Межами між станами є характерні значення вологості, що називаються межею розкочування (нижня межа пластичності) та межею текучості (верхня межа пластичності).

Нижня межа пластичності (межа розкочування w_p) – така вологість, за якої глинистий ґрунт переходить із пластичного в твердий стан.

Верхня межа пластичності (межа текучості w_L) – така вологість, за якої глинистий ґрунт переходить під час зволоження з пластичного в текучий стан.

Різниця між верхньою та нижньою межею ґрунту називається *числом пластичності* (J_p):

$$J_p = W_L - W_p. \quad (3.24)$$

Піски не пластичні і тому мають показник пластичності менше 0,01.

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-1996 за числом пластичності визначають різновид глинистого ґрунту (див. табл. 3.5):

Таблиця 3.5 – Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності

Різновид глинистого ґрунту	Число пластичності (I_p)
Супісок	1 – 7
Суглинок	7 – 17
Глина	> 17

Порівняння природної вологості глинистого ґрунту з вологістю на межі текучості та розкочування дозволяє встановити стан за консистенцією. Для цього використовують показник текучості (J_L), що є важливою класифікаційною характеристикою глинистих ґрунтів (див. табл. 3.7):

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (3.25)$$

Таблиця 3.6 – Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності та гранулометричним складом

Різновид глинистого ґрунту	Число пластичності (I_p)	Вміст піщаних часток (2-0,5 мм), % за масою
Супісок: піщанистий пилуватий	1 – 7 1 – 7	≥ 50 < 50
Суглинок: легкий піщанистий легкий пилуватий важкий піщанистий важкий пилуватий	7 – 12 7 – 12 12 – 17 12 – 17	≥ 40 < 40 ≥ 40 < 40
Глина: легка піщаниста легка пилувата важка	17 – 27 17 – 27 > 27	≥ 40 < 40 не регламентується

Таблиця 3.7 – Класифікація глинистих ґрунтів за показником текучості

Різновид ґрунтів	Показник текучості (J_L)
Супісок: твердий пластичний текучий	$< 0,0$ $0,0 - 1,0$ $> 1,0$
Суглинки і глини: тверді напівтверді тугопластичні м'якопластичні текучопластичні текучі	$< 0,0$ $0,0 - 0,25$ $0,25 - 0,50$ $0,50 - 0,75$ $0,75 - 1,0$ $> 1,0$

Таблиця 3.8 – Взаємозв'язок між показниками фізичних властивостей ґрунтів

Характеристика розмірність	Визначення характеристики	Позначення, формула
1	2	3
Щільність ґрунту, г/см ³ , т/м ³	Відношення маси ґрунту (включаючи масу води в його порах) до займаного цим ґрунтом об'єму	$\rho = \frac{G}{V}$
Щільність часток ґрунту, кг/м ³ , т/м ³	Відношення маси сухого ґрунту до об'єму його твердої частини	$\rho_s = \frac{G_s}{V_s}$
Вологість	Відношення маси води, що міститься в ґрунті, до маси сухого ґрунту	$w = \frac{G_w}{G_s}$
Щільність сухого ґрунту, г/см ³ , т/м ³	Відношення маси сухого ґрунту до об'єму всього ґрунту	$\rho_d = \frac{G_s}{V} = \frac{\rho}{1 + W}$
Пористість	Відношення об'єму пір до об'єму всього ґрунту, включаючи пори	$n = 1 - \rho_d / \rho_s$
Коефіцієнт пористості	Відношення об'єму пір до об'єму твердої частини скелета ґрунту	$e = \frac{\rho_s (1 + W)}{\rho} - 1$
Коефіцієнт водонасичення (міра вологості)	Відношення об'єму води до об'єму пір ґрунту	$S_r = \frac{W \rho_s}{e \rho_w}$
Повна вологоємність	Вологість ґрунту, що відповідає повному заповненню пір водою	$W_{\max} = \frac{e \rho_w}{\rho_s}$
Межа текучості	Вологість, за якої зв'язний ґрунт переходить із пластичного стану в текучий і навпаки	W_L
Межа пластичності	Вологість, за якої зв'язний ґрунт переходить із твердого стану в пластичний і навпаки	W_p
Число пластичності	Різниця вологості на межах плинності й пластичності	$J_p = W_L - W_p$
Показник текучості	Консистенція пилувато-глинистих ґрунтів	$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$

Продовження таблиці 3.8

1	2	3
Коефіцієнт пористості	Відношення об'єму пір до об'єму твердих часток	$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$
Коефіцієнт (міра) розм'якливості у воді	Відношення тимчасових опорів одновісного стискування у водонасиченому і в повітряно-сухому станах	$k_{saf} = R_c / R_s$
Ефективний діаметри	d_{10} – розмір часток, менше якого в ґрунті утримується 10% фракцій,	d_{10}
Контролюючий діаметр	d_{60} – розмір часток, менше якого в породі утримується 60% фракцій	d_{60}
Міра неоднорідності	Відношення ефективних діаметрів	$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
Коефіцієнт вивітрілості великоуламкових ґрунтів	K_1 – відношення маси часток розміром менше 2 мм до маси часток розміром більше 2 мм після випробування на стирання K_0 – те саме в природному стані	$K_{wr} = \frac{K_1 - K_0}{K_1}$

Показник текучості глинистих ґрунтів можна визначити за результатами зондування або пенетрації (за зануренням конусу в ґрунт).

У будівельній практиці для детальнішого опису складу твердої фази ґрунту використовуються й інші характеристики. Згідно з прийнятою термінологією вони виражають засоленість, набрякання, льдистість, вміст органічної речовини та розглядатимуться в подальших главах підручника за потребою.

ГЛАВА 4 ЗМІНА ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТУ ПІД ДІЄЮ ЗОВНІШНІХ ЧИННИКІВ

4.1 Основні види техногенної дії на ґрунти

У природних умовах гірські породи постійно змінюються під впливом численних геологічних процесів та явищ, завдяки чому змінюється і їхні фізико-механічні властивості. Швидкість такої зміни залежить від інтенсивності природних процесів. Якщо гірські породи використовуються як ґрунти, то додатково до природних зовнішніх чинників додаються техногенні чинники.

У зв'язку з тим, що вплив геологічних процесів на фізико-механічні властивості ґрунтів детально вивчає інженерна геологія, ми коротко розглянемо питання про зміну властивостей ґрунтів під впливом зовнішніх техногенних чинників.

За масштабом техногенні дії на геологічне середовище поділяють на глобальні, зональні, регіональні та локальні. Існує багато класифікацій техногенного впливу на геологічне середовище. Так, Ф. В. Котлов розробив класифікацію техногенної дії на геологічне середовища з погляду інженерно-геологічних процесів та явищ, яка охоплює 94 види. Ґрунтуючись на численних класифікаціях процесів і чинників, А. А. Махорин виділив 11 основних видів техногенної дії на геологічне середовище. Кожен вид характеризується певним поєднанням чинників, які активізують геологічні процеси. До них належать: статичні навантаження, будівельні виїмки і кар'єри, підземні порожнини, земляні споруди, водосховища, канали, водозабори, зрошування земель, скидання і складування промислових вод і відходів, порушення рослинного покриву.

Основними діючими техногенними чинниками є: тиск, коливання, зміна напруженого стану, гідрогеологічних умов, ерозія, промочування ґрунтів, зміна складу підземних вод та ін.

Зміна властивостей ґрунтів є результатом процесів, що протікають у них, тому вивчення та прогнозування таких змін мають проводитися з огляду на головні діючі техногенні чинники. Класифікація чинників має базуватися на механізмі переважального процесу, викликаного цим чинником. Залежно від характеру процесу та його механізму відбуваються більш-менш глибокі зміни складу та стану ґрунтів, унаслідок чого змінюються і його властивості. Найчутливіші до техногенних дій

пилувато-глинисті ґрунти. Із огляду на це далі наводиться класифікація чинників, під дією яких відбувається техногенна зміна пилувато-глинистих ґрунтів.

До першої групи належать чинники, дія яких на ґрунт має механічну природу, наприклад зміна величини навантаження. Ця група може бути розділена на три підгрупи: статична, динамічна дії та чинники, що викликають дроблення та перенесення речовин. Під впливом цих чинників зміна складу ґрунту не відбувається, але змінюються його стан (щільність) і структурна зв'язність (за динамічних навантажень). Разом із механічними процесами можуть протікати деякі хімічні процеси.

До другої групи належать різні види фізичної дії: теплові, електричні, магнітні, радіаційні та ін.

Теплова дія призводить до зміни агрегатного стану окремих компонентів ґрунту та деяких властивостей, насамперед в'язкості порових розчинів. Техногенна дія може спричинити зміну температури в широких межах: від $-160\text{ }^{\circ}\text{C}$ (підземні сховища скрапленого газу) до $+1000\text{ }^{\circ}\text{C}$ і більше (підземна газифікація вугілля).

Техногенні електричні поля значно впливають на геосистеми. На ґрунти також значно впливають блукальні електричні струми, які стають одним із важливих чинників техногенного забруднення геологічного середовища. Їхній вплив на глинисті ґрунти виявляється в значному підвищенні корозійної активності щодо металевих конструкцій. Ці види техногенних чинників найменш вивчені.

До третьої групи належать чинники, що викликають у ґрунті переважно фізико-хімічні процеси, які призводять до зміщення адсорбційно-іонної рівноваги та зміни складу порового розчину. Визначальна роль за такої умови належить таким глинистим мінералам, як монтморилоніт. Їхня висока гідрофільність, що залежність від складу поглиненого комплексу та складу рівноважного розчину, викликає значну їх чутливість до стану адсорбційно-іонної рівноваги.

Чинники третьої групи можна поділити на дві підгрупи: чинники, що призводять до підвищення гідрофільності ґрунту, та чинники, що призводять до зниження гідрофільності ґрунту.

Чинники першої підгрупи викликають набрякання ґрунту, його розущільнення, підвищення вологості та погіршення будівельних властивостей. До цієї ж підгрупи належать органічні поверхнево-активні

речовини, які мають здатність адсорбуватися на поверхні глинистих часток, утворюючи орієнтовані гідрофільні плівки.

Вплив чинників другої підгрупи призводить до усадки, появи мікротріщин, підвищення макропористості, проникності.

Особливості впливу чинників третьої групи на міцнісні та деформаційні властивості глин вивчені ще недостатньо.

До четвертої групи належать чинники, що викликають хімічні та біохімічні перетворення твердої фази ґрунту (скелету ґрунту). Вплив агресивних речовин спричиняють перетворення мінералів, які складають ґрунт. До цієї групи також треба зарахувати деякі види інтенсивної фізичної дії, наприклад високотемпературні. Дія високих температур на ґрунт призводить до глибокої зміни його твердої фази.

Агресивні агенти доволі різноманітні. Так, промстоки кожного промислового виробництва, особливо хімічного профілю, містять специфічний набір таких речовин. За характером взаємодії агресивних агентів на ґрунт можна виділити речовини, що руйнують ґрунт та речовини, що закріплюють його. До речовин, які руйнують ґрунт, зараховують кислоти, луки, окислювачі, відновники та інші агресивні агенти. Усі ці речовини та процеси можуть призводити до руйнування цементу або викликати трансформацію частини ґрунту.

4.2 Зміна властивостей ґрунтів під впливом статичних навантажень

Міська забудова займає значну частину території, на якій будівлі та споруди чинять ущільнювальну дію на підстилаючі ґрунти.

У районах нової забудови міст упродовж десятиліть та в районах старої забудови упродовж століть характер будівель та споруд і їхня вага безперервно змінюються. Зростає поверховість будівель або навпаки зменшується (у випадках зносу будівель), руйнується під час воєн, пожеж і аварій та ін. Отже, дії статичних навантажень на міських територіях можуть не лише поступово зростати, але і неодноразово зменшуватися. Ці події не проходять безслідно для підстилаючих ґрунтів, які під впливом неодноразових циклів навантаження та розвантаження відчують ущільнення або розущільнення.

Зміна стану та фізико-механічних властивостей ґрунтів в зоні впливу статичних навантажень має велике практичне значення, тому заслуговує на особливу увагу та становить інтерес для містобудування.

Породи, які знаходяться в зоні міської забудови, відрізняються від так званих цілинних порід на вільних від забудови територіях щільнішим складанням, оскільки вони пройшли додаткову стадію антропогенної дії. У наслідок низки циклів навантажень і розвантажень від ваги міської забудови, яка з часом неодноразово оновлювалася і змінювалася, породи, що залягають в зоні впливу будівель і споруд, ущільнилися, стали міцніше, підвищили свою опірність стискуванню та зрушенню. Це підтверджується теорією механіки ґрунтів, лабораторними дослідженнями та практикою будівництва.

Неодноразове чергування навантажень і розвантажень ґрунту сприяє його ущільненню (завдяки накопиченню залишкових деформацій) та безповоротного зменшення пористості (завдяки переміщенню скелетних часток). Така антропогенна зміна стану ґрунтів дозволила в містах здійснювати надбудову будівель без посилення основ і фундаментів. У містобудівельній практиці допускається збільшення навантаження на основи до 30-40 % від первинної (залежно від складу та стану ґрунтів основи та будівлі, що надбудовується).

Спостереження за осіданнями та деформаціями будівель, надбудованих на один, два та навіть три поверхи, показують економічну доцільність надбудови. Великого значення надбудова набуває у зв'язку зі збільшенням щільності забудови в старих районах міст.

Ґрунти природних основ під тривалою дією статичних навантажень від ваги міських будівель і споруд змінюють свою структуру та деякі фізико-механічні властивості. Ці антропогенні зміни ґрунтів відбуваються в таких напрямках:

- збільшується щільність ґрунту, модуль деформації, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення та ін.;
- зменшуються вологість, пористість, коефіцієнт пористості, показник текучості та ін.

Аналіз зміни стану і фізико-механічних властивостей ґрунтів у зоні впливу статичних навантажень дає змогу визначити:

1. Міська забудова вагою своїх будівель і споруд чинить ущільнювальну дію на підстилаючі ґрунти, що знаходить вираження у збільшенні їхньої щільності та зменшенні пористості.

2. Віджимання вологи під впливом навантаження від споруди сприяє зниженню природної вологості. Проте варто враховувати антропогенні процеси, що сприяють також і збільшенню вологості ґрунтів під фундаментами шляхом утворення конденсату вологи, стоку дощових вод із покрівлі, скупчення води в погано засипаних пазухах котлованів траншей, витoki води з трубопроводів та ін.

3. Враховуючи ущільнювальну дію на ґрунти міської забудови можна підвищувати поверховість існуючих будівель і робити надбудову додаткових поверхів без штучного посилення основ і фундаментів, збільшуючи тим самим існуюче навантаження на ґрунти в межах до 30-40 %. Проте ця практична рекомендація має такі обмеження:

а) надбудові підлягають тільки неушкоджені, добре збережені будівлі без серйозних деформацій;

б) додаткове навантаження у глинистих ґрунтах, що мають пластичну консистенцію (за $I_L \geq 0$) допускається приблизно через 10 років після спорудження будівлі. Це зумовлено тривалим характером ущільнення глинистих порід у часі. Відносно незв'язних ґрунтів, ущільнення яких відбувається в основі ще в період будівництва, і щільних глинистих ґрунтів твердої консистенції (за $I_L < 0$), цих обмежень можна не дотримуватися.

У результаті гравітаційного стискання ґрунтів відбувається осідання денної поверхні та осідання будівель та інженерних споруд.

Під дією вагових навантажень під кожною будівлею та спорудою формується своя осадова депресія (воронка), яку варто представляти об'ємно, а не тільки як одновимірне пониження поверхні.

Глибина товщі, що стискається, залежить від величини вагового навантаження, форми, розміру та глибини закладення фундаментів і міцності ґрунтів основи. Розмір осадової депресії визначається розміром фундаменту, а її радіус зазвичай виходить за межі зовнішнього периметра будівлі та визначається характером епюри напруги в товщі, що стискається. Зовнішня межа осадової депресії залежно від характеру ґрунтів основи та особливостей будівель і споруд може розташовуватися на відстані 20 – 100 м і більше від їхнього периметра. У місцях щільної

міської забудови поодинокі осадові депресії зникають. Завдяки чому в ґрунтовому просторі міст формується величезна чаша деформації земної поверхні, що складається з безлічі поодиноких і поєднаних осадкових воронок різного діаметру та глибини. Довга вісь поодиноких осадкових воронок коливається від 20 до 200 м. Величина деформації земної поверхні під дією статичних навантажень змінюється від декількох сантиметрів до 1,0 м і залежить від міри стисливості порід, величини зовнішнього навантаження, форми та площі фундаментів.

Спостереження за осіданням побудованих будівель показує, що деформації ґрунтових основ під ними, загалом, невеликі та майже усі укладаються в допустимі межі. Варто зазначити, що осідання будівель, побудованих на глинистих ґрунтах, що мають пластичну консистенцію, може відбуватися тривалий час.

Максимальні осідання спостерігаються для будівель, побудованих на насипних ґрунтах. Осідання для таких будівель досягають 9,4 – 12,2 см.

4.3 Зміна властивостей ґрунтів під впливом динамічних навантажень

У містах широко поширені динамічні дії на ґрунти, джерелами яких є: транспорт, механізми та обладнання заводів, ударні та вібраційні будівельні машини та ін. Із розвиненням міста сфера динамічних дій на ґрунти збільшується.

Ґрунти по-різному реагують на динамічні дії. Теоретично усі типи ґрунтів і навіть скельні ґрунти можуть якоюсь мірою змінюватися за відповідного режиму динамічних дій. Вібрація, удари, поштовхи та інші коливальні дії широко виявляються в міських умовах і суттєво впливають на ґрунтові утворення під фундаментами будівель і споруд.

Найбільш чутливі до таких дій:

а) рихлі ґрунти – піски, гравій, галечники, щебінь, валуни, що знаходяться в недоущільненому стані (міра щільності $J_D = 0,6$);

б) ґрунти, що мають рихлу, тиксотропну структуру – водонасичені рихлі мули, сапропелі, розріджені леси та ін., структурні зв'язки яких легко руйнуються під час механічних дій;

в) скупчення продуктів вивітрювання, зсувні та інші нестійкі ґрунти на схилах.

На рихлі ґрунти динамічні навантаження діють сильніше, ніж статичні. Так піски навіть за великих статичних навантажень майже не ущільнюються, але в той же час дають значне осідання за невеликих динамічних дій.

На зв'язні ґрунти динамічні навантаження менше діють, ніж статичні, особливо в умовах достатнього зволоження. Невелика їхня зміна під впливом динамічних навантажень пов'язана з наявністю колоїдно-кристалізаційних зв'язків між мінеральними частками.

Міра вібраційного ущільнення піщаних ґрунтів залежить від форми, розміру, характеру укладання мінеральних зерен і стану вологості, а також від частоти та сили пульсації. Максимальне ущільнення та осідання спостерігається за частоти від 500 до 2500 коливань у хвилину (небезпечний інтервал вібрацій). Такий режим вібрації мають турбогенератори, парові турбіни та деякі інші механізми. Проте необхідно мати на увазі, що і за простих поштовхів або ударів, якщо вони мають тривалу дію, можуть виникати значні осідання будівель та споруд.

Пружні коливання мінеральних часток, що виникають під час вібрації від міського транспорту (трамвай, вантажні автомашини та ін.), проникають на глибину близько 70 м. Величина коливань залежить від швидкості руху транспорту, його навантаження, типу коліс або шин, а також характеру дорожніх покриттів.

Осідання денної поверхні, будівель і споруд та їхні деформації, викликані динамічними навантаженнями, в містах майже зовсім не вивчені. Можна навести лише окремі приклади таких осідань та деформацій. Наприклад, є дані про осідання та деформацію будівлі (житлового будинку), в основі якого залягають рихлі піски потужністю 6 – 7 м, нижче – алювіальні піски потужністю до 30 м. Під фундаментом будівлі на глибині 1,8 – 2,1 м коефіцієнт пористості пісків склав $e > 0,70$. Під впливом статичних і динамічних навантажень коефіцієнт пористості піску зменшився на 10 – 15 %, унаслідок чого сталося нерівномірне осідання основи, а в стінах будівлі утворилися тріщини.

Дорожні насипи, особливо за недостатнього їхнього ущільнення, знаходяться постійно під впливом динамічних дій від міського транспорту. Ударні, вібраційні, вагові та інші навантаження, що передаються від вантажних автомашин, трамваїв, тролейбусів, тракторів і інших механізмів, що рухаються, на насипні ґрунти, викликають складні

переміщення мінеральних часток (вниз, в боки, угору), у наслідок цього в тілі насипу виникають корисні (рівномірне ущільнення, стабілізація насипу) і небажані (прогини, розповзання) явища. Наприклад, дуже сильно була деформована насипна ґрунтова дорога, розташована на правобережній заплавній терасі Дніпра в м. Києві. Дорожній насип має висоту до 8 м, по верху ширину – 6 м і доволі пологі укоси – близько 25°. У складі насипу переважають дрібні піски. Заплава навесні заливається, але дорога діє і в період паводку (саме тому проектна висота насипу склала 8 м). Для захисту від розмивання, звернених до річки укосів насипу, вони укріплені огорожами, що заповнені каменем. Під дією динамічних і вагових навантажень від вантажних автомашин, що рухаються, дорога сильно деформувалася. Її подовжній профіль став хвилястим, прогин місцями досягає 50 – 100 см. Найбільші руйнування сталися у місцях, де дорога перетинає заплавне болото. Тут відзначено значне просідання насипу, розповзання її укосів. Як показало контрольне буріння, насипні піски втиснуті у болотяний мул на глибину до 6 м, в укосах насипу утворилися великі тріщини та провальні порожнини. На стійкість піщаного дорожнього насипу в цьому випадку негативно впливають паводкові річкові, болотяні й старичні води, що змочують ґрунти основи та її нижню частину, унаслідок чого їхня міцність знижується. Дорога була запроектована і виконана без належних вимог до існуючих інженерно-геологічних умов, що змінюються під впливом динамічних і статичних навантажень.

4.4 Зміна властивостей ґрунтів під впливом підземного будівництва

Із давніх часів для різних господарських потреб проводилися роботи під землею (видобуток корисних копалин та будівельних матеріалів, будівництво підземних укриттів, складів та ін.). Із розвитком цивілізації масштаб підземних розробок ґрунтів різко збільшився, з'явилися тунелі метрополітенів та залізничні тунелі, системи гірських вироблень (шахти, кар'єри) та ін.

Разом із будівництвом підземних споруд розвиваються і процеси, що впливають на існуючі поверхневі шари ґрунту. Завдяки чому формується специфічний комплекс інженерно-геологічних процесів і явищ, у який входять:

- штучне пониження рівня ґрунтових вод,
- прорив підземних вод,
- прорив пливунів,
- сипуча течія сухих пісків,
- розвиток тріщинуватості,
- здимання глин,
- віджимання та вивали ґрунтів,
- обвалення ґрунтів,
- суфозія та ін.

Усі ці процеси та явища майже завжди супроводжуються рухом ґрунтів у масиві та утворенням поверхонь осідання, а іноді й провальних воронок.

4.5 Зміна властивостей ґрунтів у зв'язку з їхнім обводненням

Господарська діяльність людини на ґрунти суттєво впливає на властивості ґрунтів. Одним із таких впливів є замочування ґрунтів. Інтенсивна забудова територій, нерегульований поверхневий стік, витoki води з різних комунікацій, порушення динаміки руху підземних вод пальовими полями – усе це призводить до різкого підвищення рівня підземних вод і, як результат, до обводнення ґрунтів і зміни їхнього складу, структури та фізико-механічних властивостей.

У таблиці 4.1 наведені показники фізико-механічних властивостей суглинків (за даними понад 60 визначень) на одній території до початку будівництва та через 20 років, коли відбувся процес підтоплення ґрунтів підземними водами.

Ці таблиці 4.1 свідчать про значну зміну фізико-механічних показників ґрунтів у результаті обводнення.

Таблиця 4.1 – Зміна основних фізико-механічних показників суглинків

	W , д.о.	I_p , д.о.	ρ , т/м ³	E , МПа	C , МПа	ϕ , град.
До початку будівництва	0,16±0,03	0,12±0,01	1,62±0,04	4,1±3,1	0,41±0,04	26,2±3,1
Після підтоплення	0,25±0,02	0,15±0,02	1,76±0,03	3,6±1,8	0,24±0,03	24,7±2,6

Під час обводнення на забудованих територіях в глинистих ґрунтах спостерігаються властивості посадочних ґрунтів, підвищується корозійна активність, відбувається розмокання та ін.

Під час дослідження та проектування будівель та споруд важливо дати прогноз зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів та їхнього поведіння тих або інших умовах експлуатації.

Якість прогнозу завжди залежить від початкових даних, тому необхідно приділяти особливу увагу вивченню властивостей ґрунтів під час виконання інженерно-геологічних випробувань.

4.6 Зміна властивостей ґрунтів під впливом технічної меліорації

Технічна меліорація – це сукупність заходів, спрямованих на поліпшення фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Під час будівництва на слабких посадочних ґрунтах до початку зведення будівель або споруд застосовують попереднє замочування з метою зниження деформацій ґрунтів під навантаженням в майбутньому. Проте, знижуючи властивості посадочних ґрунтів, ми зволожуємо ґрунтову основу, зменшуючи її міцнісні характеристики порівняно з природними.

Дія динамічних навантажень у посадочних ґрунтах викликає їхнє доущільнення, але міра останнього залежить від таких факторів:

- фізико-механічних властивостей ґрунтів,
- величини попереднього навантаження в шарі ґрунту,
- амплітуди сейсмічних або динамічних коливань та ін.

Потрібно також враховувати, що за певних умов дія динамічного навантаження знижує міцнісні властивості ґрунту. Так, в умовах будівництва шари дрібних водонасичених пісків у разі незначного струсу деформуються, але при віддаленні від джерела струсу ці деформації зменшуються та на якісь відстані зовсім затухають.

Проводячи хімічне закріплення ґрунтів, ми прагнемо поліпшити фізико-механічні властивості. Виконувати ці роботи рекомендується до початку будівництва споруд. Якщо ж проводити хімічне закріплення ґрунтів методом силікатизації в умовах зведення споруди, то замочування ґрунтів розчинами до початку (схоплювання) зміцнення ґрунту може викликати додаткове осідання споруди.

Отже, під час техногенної дії на ґрунти, випадковій або цілеспрямованій, можуть одночасно діяти декілька чинників. Ці чинники можуть як позитивно, так і негативно діяти на ґрунти, тому під час ухвалення рішень про застосування методів впливу на ґрунти з метою їхнього поліпшення, необхідно проводити ретельний аналіз усіх можливих чинників впливу на ґрунтові основи для збереженні її стійкості під час будівництва, експлуатації та реконструкції.

РОЗДІЛ 1 МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

ГЛАВА 5 ОСНОВНІ ЗАКОНОМІРНОСТІ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

5.1 Загальні положення

Для розрахунків деформацій, оцінки міцності та стійкості ґрунтових масивів і основ необхідно знати характеристики механічних властивостей ґрунтів. Під механічними властивостями ґрунтів варто розуміти їхнє поведіння під дією зовнішнього навантаження або при зміні їх фізичного стану (наприклад, висихання). Механічні властивості ґрунтів залежать від мінерального та гранулометричного складу, фізичного стану (щільності, вологості, температури) та структурних особливостей.

У природних умовах на ґрунт впливає напруження від власної ваги. Деформації, що виникають, як правило, завершуються в процесі створення та діагенезу ґрунту. Якщо ж ґрунт знаходиться в масиві основи, то під дією ваги споруди виникає напруження, яке призводить до додаткової деформації ґрунту. Деформації ґрунтів під навантаженням супроводжуються складними процесами: стисненням твердих часток, стисненням води та повітря, що знаходяться в порах ґрунту, руйнуванням зв'язків між частками й їхнім взаємним зміщенням, зміною товщини плівок води та віджиманням вільної води з пор ґрунту.

У результаті численних дослідів була встановлена певна стадійність деформування основ, проте на кожній стадії в ґрунті відбуваються деформації певного виду, що позначаються на характері залежності осідання від навантаження або тиску по підшві фундаменту $p = F/A$. Виділяються наступні стадії деформації основ (рис. 5.1): I – стадія ущільнення; II – стадія зрушення; III – стадія руйнування.

У першій стадії деформації малі. Переміщення часток ґрунту спрямовані переважно по вертикалі й під підшвою формується зона (ядро) ущільненого ґрунту. Залежність $S = f(p)$ на цій ділянці близька до лінійної.

У другій стадії характер деформації змінюється: з-під країв фундаменту відбувається віджимання ґрунту і формуються ділянки, у яких міцність ґрунту вичерпана, – зони зрушення. По мірі їхнього розвитку прирощення осідань усе більше випереджають прирощення тиснень, що відбивається в істотній нелінійності залежності $S = f(p)$.

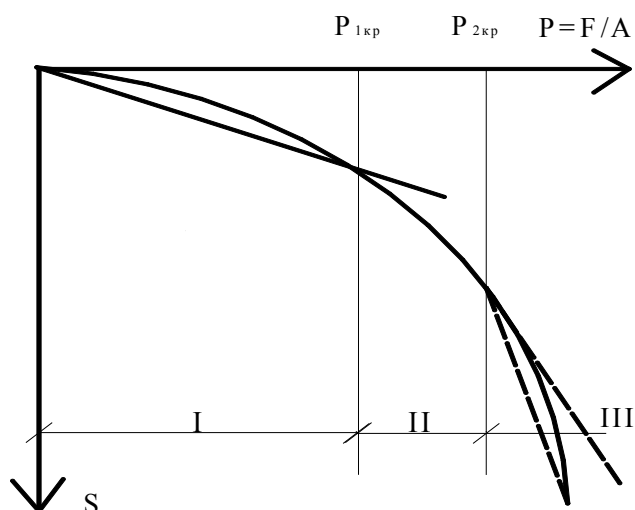


Рисунок 5.1 – Стадії деформації основ: I – ущільнення; II – зрушення;
III – руйнування

Таблиця 5.1 – Основні закономірності механіки ґрунтів

Закон	Показники	Примітка
Деформаційні властивості		
Закон ущільнення	m_0 – коефіцієнт стисливості; m_v – коефіцієнт відносної стисливості; E_o – модуль загальної деформації	Під час розрахунку основи за другою групою граничних станів або за деформаціями
Властивості міцності		
Закон Кулона	Φ – кут внутрішнього тертя; c – питоме зчеплення	Під час розрахунку стійкості основи, 1-ша група граничних станів
Водопроникність		
Закон Дарсі	k_f – коефіцієнт фільтрації; c_v – коефіцієнт консолідації	Розрахунок осідань основи в часі, інші фільтраційні розрахунки

Вихід ділянок зрушення на поверхню ґрунту призводить до початку III стадії – руйнування основи з провальним осіданням.

Графік на рисунку 5.1 показує необхідність теоретичного визначення тисків (навантажень), що викликають перехід основи з однієї стадії деформації в іншу.

Основні закономірності механіки ґрунтів, властивості, які вони описують, і механічні властивості, показники, що характеризують зведені в таблиці 5.1.

5.2 Деформаційні властивості. Закон ущільнення

Ґрунт складається з трьох компонентів: твердих часток, повітря (газу) й води. Отже, під час його стиснення мають зменшуватися об'єми усіх складових. У той же час об'ємні деформації твердих часток, що складаються з таких матеріалів, як кварц і польовий шпат та ін., мізерно малі й не враховуються. З огляду на це, можна вважати, що зміна об'єму ґрунту під час стиснення відбувається тільки через зміну об'єму пор.

Здатність ґрунту зменшуватися в об'ємі під впливом ущільнювальних навантажень називають стисливістю, осіданням або деформацією.

Розділяють пружні та пластичні деформації. Пружні деформації виникають у результаті навантажень, що не перевищують структурну міцність ґрунтів, тобто що не руйнують структурні зв'язки між частками та характеризуються здатністю ґрунту повертатися в початковий стан після зняття навантажень. Пластичні деформації руйнують скелет ґрунту, порушуючи зв'язки та переміщуючи частки одну відносно другої. Водночас об'ємні пластичні деформації ущільнюють ґрунт шляхом зміни об'єму внутрішніх пор, а зсувні пластичні деформації – шляхом зміни його первинної форми й аж до руйнування.

5.2.1 Компресійна залежність

Визначення основних показників стисливості ґрунтів відбувається шляхом їхнього ущільнення під навантаженням без можливості бокового розширення в умовах одновимірного завдання. За такого навантаження деформації можуть розвиватися тільки в одному напрямі. Випробування ґрунтів проводять у компресійному приладі (рис. 5.2).

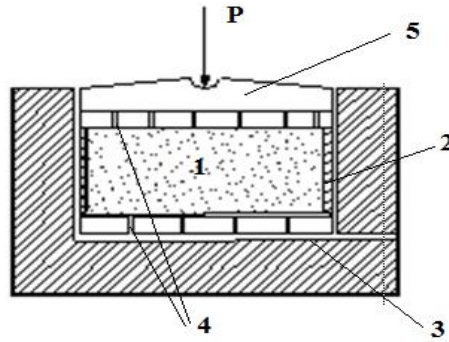


Рисунок 5.2 – Схема одометра компресійного приладу: 1 – зразок ґрунту; 2 – металеве кільце; 3 – дніще; 4 – тонкі отвори; 5 – штамп

Основною його частиною є циліндрична обойма з жорсткими стінками. Дніще забезпечене отворами та порожниною для відведення води з водонасиченого зразка. Навантаження на поміщений в обойму ґрунт прикладається через верхній перфорований диск-поршень. Для виміру переміщень на нього встановлюється індикатор годинного типу.

Розглянемо, як змінюється пористість ґрунту у разі його ущільнення в компресійному приладі. Зразок ґрунту 1, поміщений в металеве кільце 2, встановлюється на дніщі 3. Згори на зразок через штамп 5 за допомогою пристрою навантаження окремими ступенями передається сила P , яка викликає в зразку стискальне напруження (σ) :

$$\sigma = \frac{P}{A}, \quad (5.1)$$

де A – площа поперечного перерізу зразка.

Унаслідок тиску P на зразок його висота зменшується й відбувається ущільнення ґрунту (зменшення його щільності). У разі збільшення тиску зразок отримає додаткове доущільнення через зміну об'єму пор.

Оскільки зразок ґрунту в кільці не може мати бокового розширення, зміна його щільності Δn під тиском P , що розташований на площі A , знайдемо з виразу:

$$\Delta n_i = \frac{S_i A}{h A} = \frac{S_i}{h}, \quad (5.2)$$

де s_i – осідання від тиску p_i .

Діюча напруга не може відчутно змінити об'єм мінеральних часток, отже, об'єм твердих часток у зразку ґрунту до та після деформації залишається незмінним. Водночас об'єм твердих часток в одиниці об'єму зразка ґрунту складає:

$$m = 1/(1+e_0), \quad (5.3)$$

де e_0 – початковий коефіцієнт щільності ґрунту.

Діленням лівої та правої частин виразів (5.2) на вираз (5.3) отримаємо зміну коефіцієнта пористості зразка ґрунту Δe_i під тиском p .

$$\Delta e_i = \frac{S_i(1+e_0)}{h}, \quad (5.4)$$

Виключаємо величину Δe_i з початкового значення коефіцієнта пористості e_0 , знайдемо e_i – коефіцієнт пористості ґрунту за тиску p_i :

$$e_i = e_0 - \frac{S_i(1+e_0)}{h}. \quad (5.5)$$

Користуючись значенням e_i для різних тисків p_i , можна побудувати графік залежності $e_i - p_i$ (гілка стиснення) (рис. 5.3).

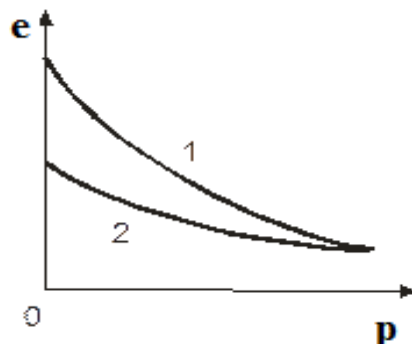


Рисунок 5.3 – Компресійна крива: 1 – гілка стиснення (ущільнення),
2 – гілка набрякання (набрякання)

Під час зменшення тиску ступенями та розвантаженні зразка ґрунту спостерігається зворотний процес – збільшення об'єму (набрякання).

Знаючи величину переміщення за формулою (5.5), можна побудувати гілку набрякання (рис. 5.3).

Графік залежності коефіцієнта пористості від тиску $e=f(p)$ називають компресійною кривою, оскільки вона характеризує стисливість ґрунту. Для ґрунтів порушеного стану вона зазвичай має вигляд плавної кривої, що поступово виположується (рис. 5.3).

Розташування гілки набрякання нижче гілки стиснення свідчить про те, що ґрунт має залишкову деформацію. Під час розвантаження зразка виявляються пружні деформації ґрунту та деформації пружної післядії. Після зняття усього навантаження зразок ґрунту не може зайняти первинний об'єм унаслідок взаємних зміщень часток, що відбулися під час його ущільнення, їхніх руйнувань і встановленні нових зв'язків за щільнішого стану ґрунту.

5.2.2 Структурна міцність ґрунту

У багатьох випадках пилувато-глинисті ґрунти непорушеної структури мають структурну міцність (p_{str}), що обумовлена зв'язками між частками й надає скелету ґрунту здатність витримувати деяке навантаження до початку руйнування його каркаса. За тиску $p < p_{str}$ процес ущільнення практично не розвивається. Ущільнення ґрунту відбувається лише під час руйнування водно-колоїдних і кристалізаційних зв'язків, коли виконуються умови $p < p_{str}$. Компресійна крива для таких ґрунтів має вигляд, поданий на рисунку 5.4, а.

На цій компресійній кривій виділено дві ділянки. Перша ділянка пологіша, відповідає невеликій зміні коефіцієнта пористості за тиску, що не перевищує структурної міцності ґрунту. Друга ділянка – це основна ділянка, яка характеризує значну зміну коефіцієнта пористості із зростанням навантаження, яке перевищило структурну міцність ґрунту.

Найчіткіше визначити початок первинного стиснення ґрунту за $p > p_{str}$ можна під час побудови компресійної кривої в напівлогарифмічній системі координат (рис. 5.4, б). У цьому випадку компресійною кривою первинного стиснення за $p > p_{str}$ буде пряма CD . Продовження цієї прямої вгору до перетину з горизонтальною лінією EC^I , що відповідає значенню початкового коефіцієнта пористості e_0 , дозволяє знайти величину p_0 , яку можна розглядати як значення структурної міцності ґрунту.

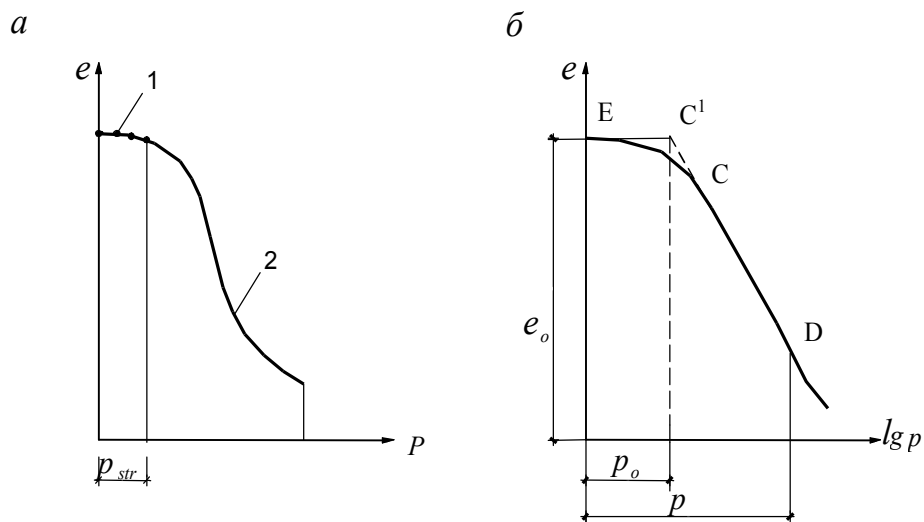


Рисунок 5.4 – Компресійна крива для ґрунту, що має структурну міцність:
 а – у простій системі координат;
 б – у напівлогарифмічній системі координат

Структурна міцність різних типів ґрунтів змінюється в широких межах: від 0,01 – 0,05 МПа для слабких водонасичених глинистих ґрунтів до 0,15 – 0,20 МПа для маловологих лесових ґрунтів.

Структурну міцність ґрунту можна визначити за результатами зміни бічного тиску під час випробування його в приладі тривісного стиснення (за Є. І. Медковим) або при водонасичених ґрунтах у момент виникнення тиску в поровій воді (за Н. А. Цитовичем та М. Ю. Абелевим).

5.2.3 Закон ущільнення

Ущільнення ґрунту у разі збільшення навантаження відбувається за нелінійним законом. Проте в діапазоні ущільнювального тиску 100 – 500 кПа криволінійний характер залежності $e_i - p_i$ можна апроксимувати прямою лінією (лінія А – В на рис. 5.5). За такої умови похибка з огляду на це припущення істотно практично не вплине на результати розрахунку ґрунтових основ. Тоді рівняння цієї прямої матиме такий вигляд:

$$e_i = e_0 - \rho_i \cdot \operatorname{tg} \alpha. \quad (5.6)$$

Величина $\operatorname{tg} \alpha$ характеризує стисливість ґрунту в межах зміни тиску від p_1 до p_2 , тому її називають коефіцієнтом стисливості й означають – m_0 :

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha . \quad (5.7)$$

Згідно з рисунком 5.6 коефіцієнт стисливості ($\operatorname{tg} \alpha$) дорівнює:

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{\rho_2 - \rho_1} \quad \text{або} \quad e_1 - e_2 = m_0(\rho_2 - \rho_1) . \quad (5.8)$$

Вираз (5.8) можна записати в приростах:

$$\Delta e = -m_0 \Delta p \quad (5.9)$$

При Δp матимемо:

$$m_0 = -\frac{de}{dp} . \quad (5.10)$$

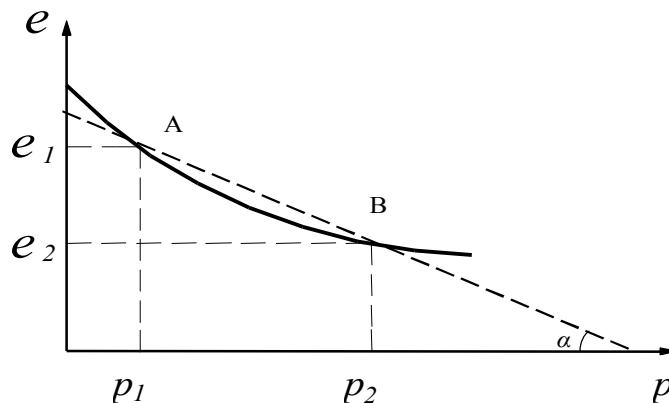


Рисунок 5.5 – Схема визначення коефіцієнта стисливості

Знак мінус пов'язаний з убуттям коефіцієнта пористості та зростанням тиску.

Це відношення має важливе значення для розрахунку осідань основ споруд. Його часто називають законом компресійного ущільнення ґрунтів: *за незначної зміни стискуючого напруження зменшення коефіцієнта пористості ґрунту пропорційно збільшенню стискуючого напруження.*

Під час розрахунку осідань часто використовують коефіцієнт відносної стисливості (m_v), який визначається за формулою:

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e_0}. \quad (5.11)$$

5.2.4 Основні характеристики стисливості ґрунтів

Модуль загальної деформації

Ще однією величиною, що характеризує стисливість ґрунтів, є модуль деформації ґрунту E . Модуль деформації ґрунту часто називають модулем загальної деформації, тим самим підкреслюючи, що цей показник сумарно характеризує пружні та залишкові деформації.

Модуль загальної деформації, як і для пружних тіл, є коефіцієнтом пропорційності між напруженням і відносними деформаціями.

$$E = \frac{\text{напруження}}{\text{повна відносна деформація}} = [\text{МПа}]$$

Модуль загальної деформації є важливою характеристикою під час розрахунків основ будівель та інженерних споруд по деформаціях, і визначається в польових і лабораторних умовах.

Найбільш поширений спосіб визначення модуля деформації – проведення компресійних випробувань. У цьому випадку модуль деформації розраховується за формулою:

$$E = \frac{\beta}{m_v} = \frac{1 + e_0}{m_0} \beta, \quad (5.12)$$

де β – коефіцієнт, що враховує неможливість бічного розширення ґрунту й розраховується за формулою:

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}. \quad (5.13)$$

де ν – коефіцієнт бічного розширення ґрунту (коефіцієнт Пуассона).

Застосування виразу (5.12) для розрахунку модуля деформації рекомендується, коли точно відомі значення β і ν за умовою, що ці величини постійні. Використання табличних значень цих величин

призводить до істотних помилок, тому під час компресійних випробувань без крайньої потреби до модуля деформації переходити не рекомендується.

Коефіцієнт бічного тиску та коефіцієнт бічного розширення

Під час проведення компресійних випробувань зразок ґрунту знаходиться в жорсткому кільці в одометрі й не може розширюватися у бік. Тому він горизонтально тисне на стінки кільця, що відповідає горизонтальним напруженням σ_x і σ_y , які розвиваються в зразку (отже, $\sigma_x = \sigma_y$). Вертикальне нормальне напруження σ_z дорівнює інтенсивності p прикладеного тиску ($\sigma_z = p$). Якщо бічне розширення відсутнє, то відносні горизонтальні деформації $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$.

Відповідно до закону Гука відносна деформація пружного тіла дорівнює

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_m} - \frac{\nu_m}{E_m}(\sigma_y + \sigma_z), \quad (5.14)$$

де E_m – модуль пружності матеріалу, ν_m – коефіцієнт бічного розширення матеріалу (коефіцієнт Пуассона).

В межах незначних змін тиску, ґрунт можна розглядати як тіла, що лінійно деформуються, на підставі вираження (5.14) можна записати аналогічне вираження для залежності між напруженням і деформаціями ґрунту в одометрі, за умовою, що стиснення зразка відбувається без можливості бічного розширення.

Тоді:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E}(\sigma_y + \sigma_z), \quad (5.15)$$

де E – модуль деформації ґрунту; ν – коефіцієнт бічного розширення ґрунту (коефіцієнт Пуассона).

Підставивши у вираз (5.15) $\sigma_y = \sigma_x$, $\sigma_z = p$, $\varepsilon_x = 0$ і зробивши перетворення, отримаємо:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} p = \xi p, \quad (5.16)$$

де ξ – коефіцієнт бічного тиску ґрунту в стані спокою, тобто за відсутності горизонтальних переміщень.

Із виразу (5.16) виходить, що коефіцієнт бічного тиску ґрунту пов'язаний з коефіцієнтом бічного розширення таким виразом :

$$\xi = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (5.17)$$

5.3 Водопроникність ґрунтів. Закон фільтрації

Господарська діяльність людини призводить до істотної зміни геолого-гідрогеологічних умов території. Порушення природної динамічної рівноваги у водному балансі може викликати підтоплення ділянок освоєних земель, селищ, міст. Проте можливо й зворотне явище, коли зникають великі водоймища-накопичувачі в результаті руху води крізь ґрунтову товщу.

Рух води в ґрунтах називається фільтрацією, а здатність ґрунту пропускати через пори вільну воду – водопроникністю. Вона залежить від пористості ґрунту, його гранулометричного та мінерального складу, а також від тиску, що передається на воду, зокрема навантаженням від споруди. Знання водопроникності необхідне під час розрахунків припливу або відкачування води. Оскільки ущільнення ґрунту пов'язане з віджиманням із пор води, то швидкість ущільнення також залежить від водопроникності.

Експерименти доводять, що в більшості випадків рух води в порах ґрунту відбувається відповідно до закону ламінарної фільтрації (рис. 5.6).

Математичний вираз цього закону вперше був запропонований французьким вченим А. Дарсі в 1854 р. Він встановив, що швидкість фільтрації (тобто витрата води через одиницю площі в одиницю часу) прямо пропорційна різниці натисків (ΔH) і обернено пропорційна довжині шляху фільтрації:

$$V = \frac{Q}{At} = K_{\phi} I, \quad (5.18)$$

де Q – об'єм води, що профільтрувалася; A – площа фільтрувального перерізу; t – час фільтрації; I – гідравлічний градієнт (ухил).

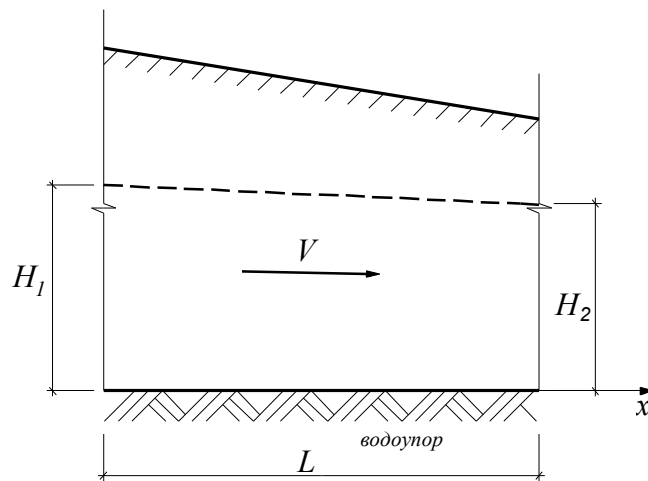


Рисунок 5.6 – Фільтрація води в ґрунті

Гідравлічний ухил (I) є втратою натиску на одиницю довжини й є безрозмірною величиною:

$$I = \frac{H_2 - H_1}{L}. \quad (5.19)$$

Відповідно до (5.18) закон ламінарної фільтрації формулюється так: *швидкість фільтрації прямо пропорційна гідравлічному градієнту.*

Коефіцієнт пропорційності K_ϕ характеризує проникність ґрунту та називається коефіцієнтом фільтрації. Із (5.18) видно, що це швидкість фільтрації за $I = 1$.

Коефіцієнт фільтрації вимірюється в одиницях швидкості – зазвичай в сантиметрах у секунду і в рік ($1 \text{ см/с} = 3 \cdot 10^7 \text{ см/рік}$). По мірі збільшення дисперсності та щільності ґрунту K_ϕ зменшується.

Таблиця 5.2 – Коефіцієнт фільтрації ґрунтів

Різновид ґрунтів	Коефіцієнт фільтрації, K_ϕ , см/сек
Піски	$K_\phi = a(10^{-1} \dots 10^{-4})$
Супіски	$K_\phi = a(10^{-3} \dots 10^{-6})$
Суглинки	$K_\phi = a(10^{-5} \dots 10^{-8})$
Глини	$K_\phi = a(10^{-7} \dots 10^{-10})$
де a – будь-яке число від 1 до 10	

Орієнтовно K_ϕ можна розрахувати за емпіричними формулами або вказати в залежності від виду та стану ґрунту за довідковими даними. Точніше вони встановлюються експериментально в лабораторних і (надійніше) в польових умовах.

Численні дослід з фільтрації води в різних ґрунтах показали повну пристосованість закону Дарсі до піщаних ґрунтів і систематичні відхилення від нього в пилювато-глинистих ґрунтах особливо щільного складу (рис. 5.7). В останніх за малих градієнтів натиску фільтрація може бути відсутньою (ділянка OA на кривій 2). Зростання градієнта призводить до повільного, процесу фільтрації, що поступово посилюється (криволінійна ділянка AB). І тільки тоді встановлюється постійний режим фільтрації (лінійна ділянка BB).

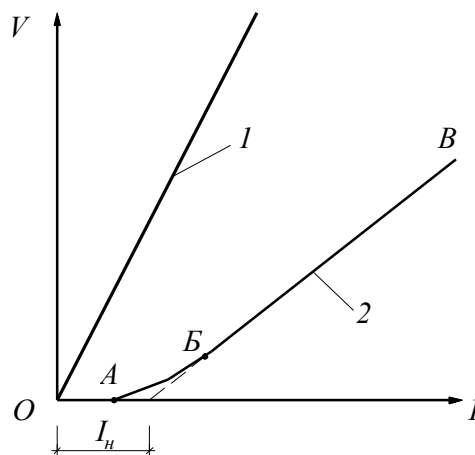


Рисунок 5.7 – Закономірності фільтрації:
1 – піски; 2 – глинисті ґрунти

У зв'язку з труднощами вивчення й опису процесу нелінійна ділянка зазвичай з розгляду виключається. Пряма BB у разі продовження її до вісі I відсікає на ній деякий початковий градієнт I_H . Приймається, що доки $I < I_H$, фільтрація в такому ґрунті відсутня, відповідно не відбуватимуться віджимання води з пор й ущільнення ґрунту.

Таким чином, для щільних глинистих ґрунтів закон (5.18) уточнюється:

$$V = K_\phi (I - I_H). \quad (5.20)$$

Характер залежності (5.20) пов'язаний переважно з дисперсністю глинистого ґрунту і впливом фізично пов'язаної води. Згідно з дослідями Б. Ф. Рельтова і С. А. Роза, які уперше встановили це явище, початковий градієнт може досягати 10 – 20.

Наявність у порах ґрунту вільної води дозволяє розглядати дві системи тисків: тиски в скелеті ґрунту, що мають назву ефективні σ_s , і тиски у воді, що мають назву нейтральні σ_w . Тиск у скелеті ґрунту ущільнюють і зміцнюють його, а тиск у воді створює натиск, викликаючи фільтрацію.

Для будь-якого моменту в ґрунтовій масі матиме місце вираз:

$$p = \sigma_s + \sigma_w, \quad (5.21)$$

де p – повне навантаження на ґрунт; σ_s – ефективний тиск; σ_w – нейтральний тиск.

Із огляду на це була створена модель «ґрунтової маси» (модель Терцагі – Герсегова) (рис. 5.8).

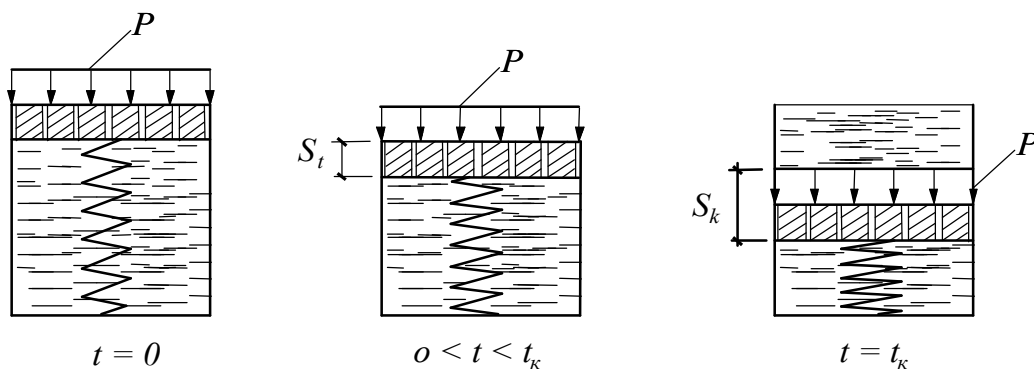


Рисунок 5.8 – Механічна модель повністю водонасиченого ґрунту – ґрунтової маси

Тут циліндр із нестисненою в'язкою рідиною та встановленим на пружину перфорованим поршнем імітує деякий об'єм повністю водонасиченого ґрунту; отвори в поршні – пори ґрунту, а в'язка рідина – вода в порах ґрунту.

У початковий момент, коли навантаження P тільки прикладене ($t = 0$) і рідина не встигає віджатися через отвори в поршні, навантаження сприймається рідиною. По мірі її віджимання навантаження

перерозподіляється між рідиною та пружиною, так що все більша її частина сприйматиметься останньою. До деякого моменту часу t_k пружина стиснеться до такої міри, що повністю сприйме навантаження, і тиск у рідині впаде до нуля.

Інтерпретуючи роботу моделі для ґрунту, у вказані моменти часу матимемо:

$$t = 0 : \sigma_s = 0, \sigma_w = 0;$$

$$0 < t < t_k : P = \sigma_s + \sigma_w;$$

$$t = t_k : \sigma_s = P, \sigma_w = 0. \quad (5.22)$$

Згадане вище пояснює і назви тисків: роботу ущільнення й відповідно зміцнення ґрунту виконує тільки ефективний тиск; нейтральний тиск за відсутності фільтрації до ущільнення не призводить.

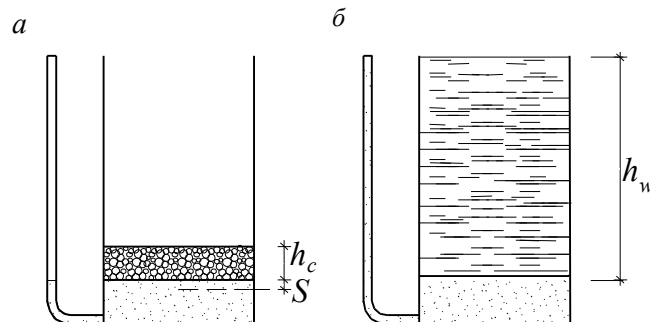


Рисунок 5.9 – Схема до пояснення ролі ефективного (а) та нейтрального (б) тисків

Цей ефект наочно виявляється на досліді із завантаженням шару повністю водонасиченого піску в посудині двома різними способами (рис. 5.9) – відсипанням свинцевого дробу шаром h_c і шаром води h_w , крім того, h_c і h_w підібрані так, що загальне навантаження на пісок однакове ($h_c \rho_c \approx h_w \gamma_w$). У першому випадку, коли тиск дробу передається безпосередньо на скелет ґрунту й є ефективним, станеться ущільнення з осіданням поверхні піску. У другому випадку, коли тиск передається на порову воду і є нейтральним, осідання відсутнє.

5.4 Опір ґрунту зрушенню. Закон Ш. Кулона й міцнісні характеристики ґрунтів

Практика показує, що руйнування ґрунтів відбувається завжди у вигляді зрушення однієї частини масиву відносно іншої. Водночас на деяких майданчиках дотичні напруження досягають значення граничного опору ґрунту зрушенню, тому експериментальні дослідження останнього мають велике значення. Основну закономірність найпростіше встановити випробуванням ґрунту на приладі одноплощинного зрізу (чи зрушення), перші конструкції яких були застосовані на початку ХХ ст. Аналог такого приладу був створений французьким ученим Ш. Кулоном у 1780 р., який використовував його для вивчення тертя різних матеріалів, зокрема тертя їх по ґрунту.

Основною частиною приладу є кільцева обойма, що складається з двох половинок (рис. 5.10); нижня частина закріплена на станині, а до вільної верхньої частини може прикладатися горизонтальне навантаження T . В обойму вставляється зразок ґрунту, на поверхню якого встановлюється диск. На нього передається ущільнювальне навантаження N , під дією якого ґрунт ущільнюється до необхідного стану. Разом із тим, стискує (вертикальне) напруження $\sigma = F/A$ вимірюється індикаторами. Потім за поступового збільшення сили T можна досягти зрізу (зрушення) однієї частини зразка по іншій приблизно по горизонтальній пунктирній лінії (рис. 5.10).

Під дією горизонтального навантаження T у зоні припущеного зрушення розвивається дотичне напруження:

$$\tau = \frac{T}{A}. \quad (5.23)$$

За деякого значення дотичного напруження $\tau = \tau_u$ настає гранична рівновага, унаслідок чого й відбувається переміщення верхньої частини зразка по нижній. Значення τ , за якого розпочинається руйнування зразка, називається *граничним опором ґрунту зрушенню* (τ_u). Зазвичай за τ_u приймають дотичне напруження від останнього найбільшого ступеня завантаження, за якого розвиток деформацій зрушення не припиняється.

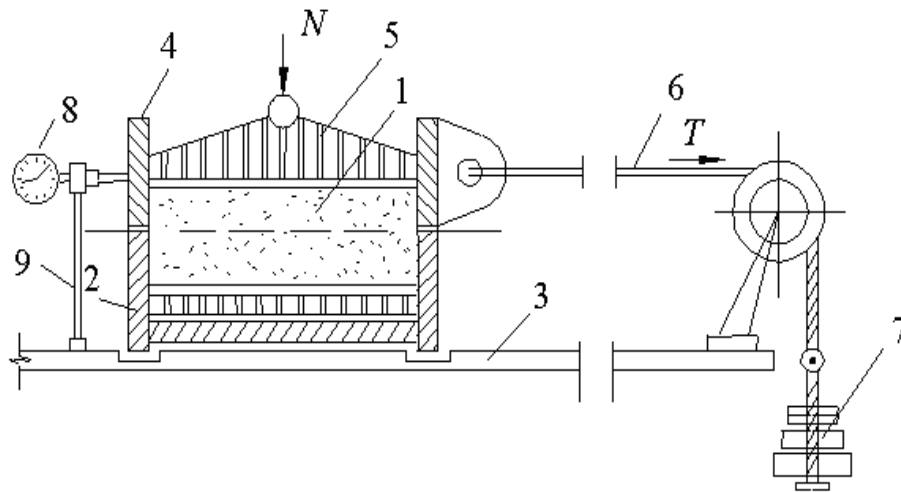


Рисунок 5.10 – Одноплощинний зрізний прилад: 1 – ґрунт; 2 – нерухома половина обойми; 3 – станина; 4 – рухлива частина обойми; 5 – привантажний штамп; 6 – горизонтальна тяга; 7 – вантажі; 8 – індикатор переміщення; 9 – стійка.

Якщо провести декілька дослідів із одним ґрунтом за різних вертикальних навантажень ($N_1 < N_2 < N_3$), тоді за деяких значень T_i спостерігатиметься безперервне наростання горизонтальних зміщень рухливої частини обойми. Результати дослідів можна представити у вигляді залежностей, поданих на рисунку 5.11.

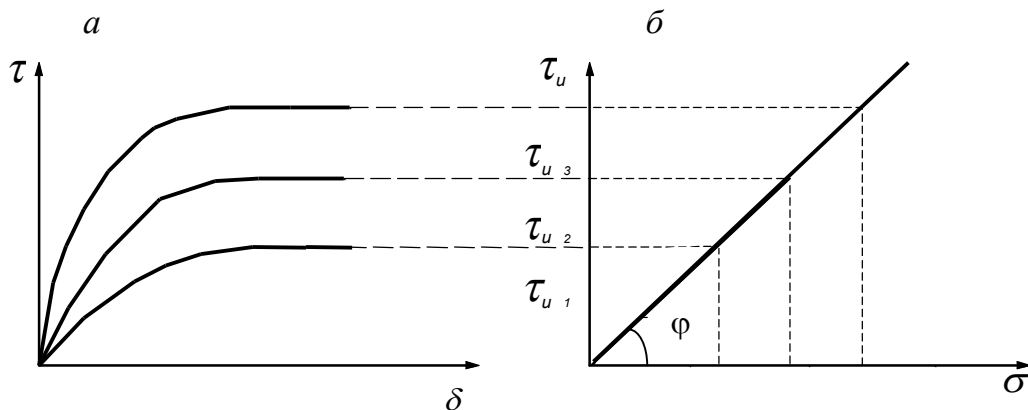


Рисунок 5.11 – Криві горизонтальних переміщень зразків (а), графік опору зрушенню сипких ґрунтів (б)

Досвід показує, що збільшення стискального напруження, що діє на зразок ґрунту, призводить до зростання граничного опору ґрунту зрушенню (τ_u).

Численними дослідками встановлено, що для незв'язних ґрунтів експериментальні точки в межах звичайних змін напруження (до 0,5 МПа) практично знаходяться на прямій, що виходить з початку координат $\sigma - \tau_u$ (рис. 5.11, б). Тоді ця залежність може бути виражена рівнянням:

$$\tau_u = \sigma \operatorname{tg} \varphi = \sigma f, \quad (5.24)$$

де $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт внутрішнього тертя f , що характеризує граничне тертя ґрунту об ґрунт; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

Залежність (5.24) була встановлена Ш. Кулоном у 1773 р. і виражає закон опору сипких ґрунтів зрушенню: *граничний опір сипкого ґрунту зрушенню пропорційний нормальному напруженню*.

Для пілувато-глинистих ґрунтів отримують складнішу криволінійну залежність (рис. 5.12).

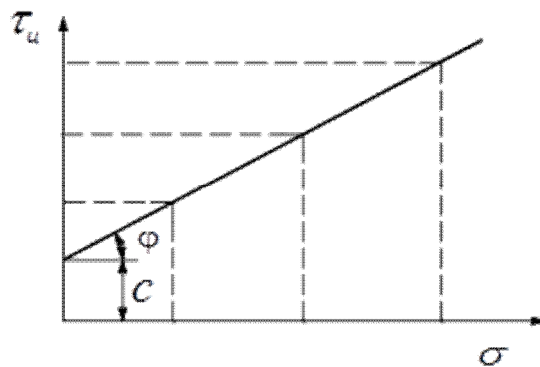


Рисунок 5.12 – Графік опору зрушенню пілувато-глинистих ґрунтів

Це пов'язано з тим, що опір зрушенню зумовлюється не лише силами тертя, що виникають між переміщувальними частками, але й зв'язністю ґрунту, тобто складними процесами порушення пластичних (водно-колоїдних) і жорсткіших (цементацийних) зв'язків. Проте, як і для сипких ґрунтів, залежність опору зрушенню від нормального напруження зазвичай представляється у вигляді рівняння відрізка прямої:

$$\tau_u = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C = \sigma f + C. \quad (5.25)$$

Відрізок C , що відсікається на вісі τ цієї прямої, називається *питомим зчепленням* пілувато-глинистого ґрунту й характеризує його зв'язність.

Параметри лінійної залежності $\tau_u = f(\sigma)$ дістали свої назви і для них загальноприйняті позначення:

– кут нахилу прямої до вісі тисків – кут внутрішнього тертя ґрунту φ ; тангенс кута називається коефіцієнтом внутрішнього тертя $tg\varphi = f$;

– відрізок, що відсікається прямою на вісі τ , C – зчеплення ґрунту. Значення його, зрозуміло, мають розмірність напруження, найчастіше воно вимірюється в кПа або МПа.

Назви цих показників склалися історично. Деякою мірою вони відповідають природі міцності ґрунтів, яка забезпечується тертям у контактах часток і зчепленням їх – зв'язністю, залежною від структурних зв'язків. До того ж вказані складові міцності ґрунтів тісно взаємозв'язані та залежать від стану й умов вантаження, розділити їх, як це витікає з формули (5.25), узагалі неможливо. Отже, загально прийнято розглядати показники φ , C тільки як параметри математичної залежності.

Якщо на графіку (5.12) пряму продовжити до перетину з віссю абсцис, то вона на ній відсіче відрізок p_e (рис .5.13). Величину p_e називають тиском зв'язності. Якщо його прикласти до ґрунту з усіх боків, то він як би замінює зчеплення.

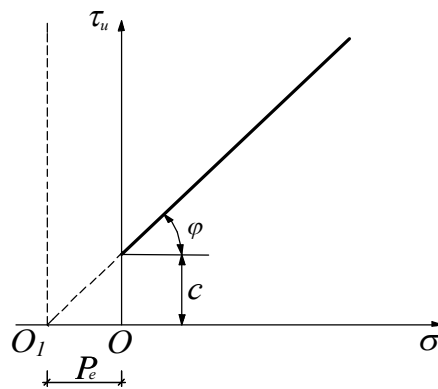


Рисунок 5.13 – Схема тиску зв'язності

З рисунку 5.13 витікає, що введення тиску зв'язності еквівалентне перенесенню початку координат у точку O_1 і відповідно маємо:

$$P_e = \frac{C}{tg\varphi} = Cctg\varphi. \quad (5.26)$$

З огляду на природу міцності ґрунтів, варто чекати, що міцнісні

характеристики залежатимуть від стану ґрунту. Це підтверджується практикою та численними дослідями. Наприклад, один і той же різновид піску, випробуваного за різних щільностей, покаже різні кути внутрішнього тертя (рис. 5.14), до того ж φ_1 відповідає пухкому, а φ_3 – щільному стану цього піску, тобто тут $e_1 > e_2 < e_3$.

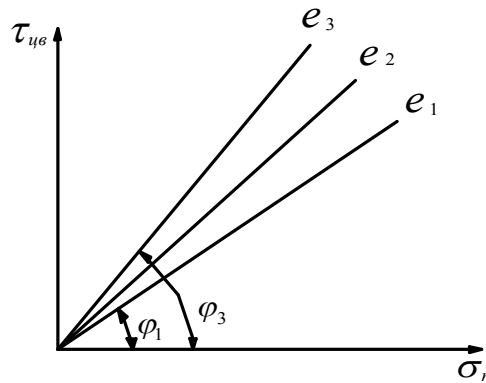


Рисунок 5.14 – Залежність опору зрушення піску від стану за щільністю складання

Для глинистих ґрунтів, окрім щільності, велике значення має вологість, тому встановлені міцнісні характеристики мають бути зараховані до певного стану ґрунту за його щільністю – вологістю.

Із цього погляду подана послідовність випробування на зрушення має такий недолік: у разі витримування зразків під різними ущільнюючими навантаженнями до припинення ущільнення досягнені зразками стани за щільністю-вологістю можуть виявитися різними. Для усунення цього недоліку всі три зразки ущільнюються найбільшим навантаженням. У цьому випадку стан усіх зразків буде приблизно однаковим, оскільки зразки, розвантажені до значень N_2 , N_1 , майже не змінять свого стану, що пояснюється характером деформацій ґрунту під час його розвантаження.

Звідси витікає, що якщо характеристики міцності залежать від стану ґрунтів, вони обов'язково мають залежати від умов випробування, тобто його методики.

Для водонасичених пилувато-глинистих ґрунтів до такого висновку призводить проведений раніше аналіз на моделі ґрунтової маси. Дійсно, можна представити дві протилежні методики:

1. Випробування в умовах відкритої системи, коли допускається віджимання води із зразка й навантаження прикладається настільки

повільно, що деформації стабілізуються, поровий тиск розсіюється. Така методика характеризується як консолідовано-дреноване зрушення (консолідація – ущільнення, дронування – відтік води) або КД-зрушення.

2. Випробування в умовах закритої системи, коли навантаження прикладається так швидко, що віджимання води майже не відбувається, тиск у поровій воді не встигає розсіятися. Це неконсолідовано-недреноване або НН-зрушення.

Враховуючи різку різницю в тривалості дослідів за цими двома крайніми методиками, їх ще називають відповідно повільним і швидким зрушеннями.

Зрозуміло, що для повністю водонасиченого ґрунту (ґрунтової маси) закон Кулона (5.25) варто записати в ефективних напруженнях:

$$\tau_u = \sigma_t g \varphi + C = (\sigma_n - \sigma_w) t g \varphi + C, \quad (5.27)$$

де σ_n – повне (тотальне) напруження; σ_w – нейтральний, або поровий тиск.

Звідси зрозуміло, що під час випробування ґрунтової маси в умовах «ідеально закритої системи» тертя в ґрунті не проявиться і з (5.27) за $\sigma_n = \sigma_w$ буде отримано $\varphi = 0$ і $\tau_u = C$.

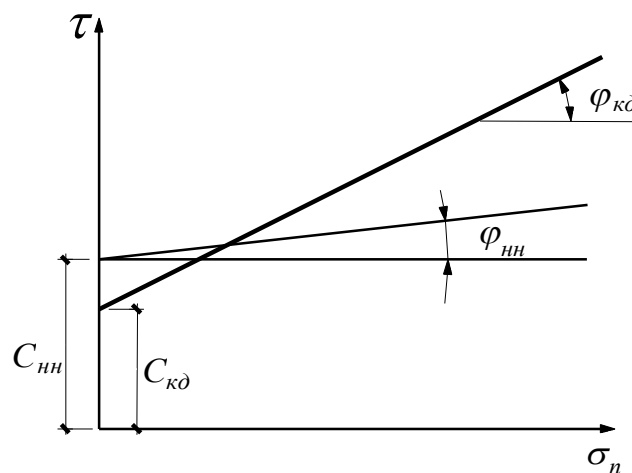


Рисунок 5.15 – Вплив методики випробувань на міцнісні характеристики глинистих ґрунтів: C_{nn} , φ_{nn} – питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя за неконсолідовано-недренованого зрушення;

C_{kd} , φ_{kd} – питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя за консолідовано-дренованого зрушення

Проте навіть за ступеню вологості, близького до одиниці, у поровій воді може бути деяка кількість затисненого повітря, тому ефективний тиск все ж проявляється і результати НН-зрушення дають невеликі значення φ . В умовах КД-зрушення, навпаки, тертя проявляється повною мірою. Різниця в результатах подана на рисунку 5.15.

Можуть застосовуватися методики випробувань проміжного характеру від вказаних, наприклад, КН-зрушення: тут припускається консолідація під ущільнювальним навантаженням із швидким застосуванням зсувної. Проте цьому методу властиві й недоліки, основними з яких є:

- 1) через сили тертя між ґрунтом і стінками обойми, а також нерівномірності розподілу напруження розрахунковий напружений стан ґрунту відрізняється від фактичного;
- 2) у процесі дослідження площа зразка, що зрізається, змінюється;
- 3) під час випробування ґрунтів із різними включеннями результати спотворюються через потрапляння включень у зону зрушення.

Зважаючи на це, розроблені досконаліші прилади й установки, конструкція та випробування на яких розглядаються нижче.

5.5 Методи визначення показників механічних властивостей ґрунтів

5.5.1 Основні положення

У механіці ґрунтів використовується велика кількість показників і характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів. Проте точність рішень і обґрунтованість теоретичних побудов значною мірою визначаються саме достовірністю та надійністю визначуваних показників. Особливо це актуально нині, коли можливості теоретичної механіки ґрунтів істотно збільшилися у зв'язку з використанням комп'ютерів і чисельних методів.

Усі способи випробувань ґрунтів можна розділити на лабораторні та польові. Такий розподіл пов'язаний не стільки з місцем проведення випробування, скільки з об'єктом випробування.

Лабораторні випробування здійснюються на зразках, спеціально відібраних з масиву ґрунту, а під час польових досліджень ґрунти вивчають в умовах їхнього природного непорушеного залягання. Ця

різниця визначає переваги, недоліки та застосовність методів. Відбір, транспортування, зберігання монолітів ґрунту регламентуються з метою максимально зберегти їх природній склад. Проте деякі зміни все ж можуть статися. Тим більше це можливо під час вирізання з моноліту зразків і завантаження їх у камеру (об'єму) приладу. Далі, розміри й об'єм зразків під час лабораторних випробувань незначні та для деяких ґрунтів можливе порушення, що об'єм зразка повинен значно перевищувати елементарний об'єм.

Ці недоліки відсутні в польових методах, коли випробовуються значніші об'єми ґрунтів природного складу. У той же час лабораторні випробування мають переваги перед польовими в створенні та підтримці сприятливих умов, різноманітності режимів завантаження, застосуванні складніших контрольно-вимірювальних систем.

Як лабораторні, так і польові методи різноманітні за вживаним устаткуванням, технологією випробувань, їхньою тривалістю й трудовитратами, вартістю, методикою оброблення дослідних даних. Проводитися вони повинні в добре оснащених лабораторіях, що мають ліцензії на проведення випробувань ґрунтів.

Під час інженерно-геологічних досліджень і дослідженні властивостей ґрунтів важливо вибрати та застосувати оптимальні поєднання — комплекси лабораторних і польових методів, що розрізняються за рівнем складності, можливостям масового випробування та іншим критеріям.

5.5.2 Випробування ґрунтів у стабілометрах за умови тривісного стиснення

Наразі розроблені та застосовуються різноманітні конструкції стабілометрів. Принципова схема одного з найпоширеніших подана на рисунку 5.16. Зразок ґрунту, захищений непроникною еластичною оболонкою, розміщують у камері приладу, заповнену водою або гліцерином.

Вертикальне напруження σ_1 створюється вантаженням нижнього та верхнього штампів, через які із зразка може віджиматися вода. Бічні (радіальні) напруження $\sigma_2 = \sigma_3$ виникають у разі створення в рідині робочої камери гідростатичного тиску. Вимірюються вони манометром, а вертикальні деформації зразка — індикаторами годинного типу.

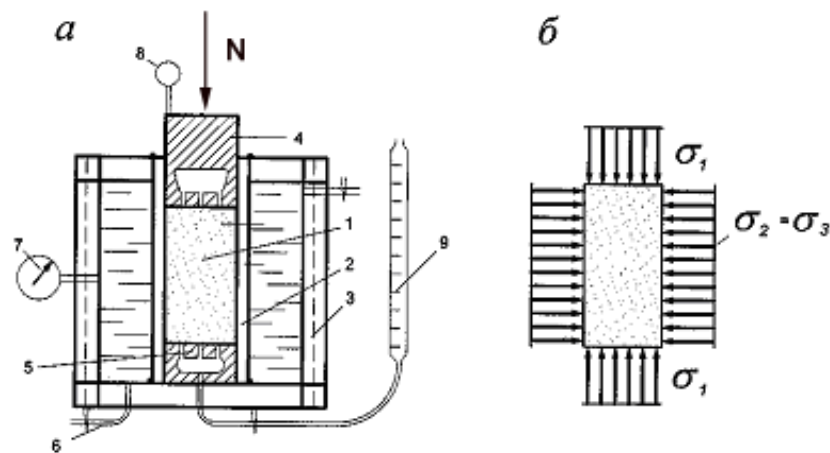


Рисунок 5.16 – Схема гідравлічного стабілометра (а) й напружений стан випробовуваного зразка (б): 1 – зразок ґрунту; 2 – оболонка; 3 – стінки камери; 4 – верхній штамп; 5 – нижній штамп; 6 – система створення бічного тиску; 7 – манометр; 8 – індикатор годинного типу; 9 – волюмометр

Горизонтальні деформації визначають за об'ємом рідини, віджатої з робочої камери внаслідок об'ємних деформацій ґрунту (на схемі – відліком за волюмометром). В інших конструкціях деформації визначають за наклеєними на зразок датчиками або спеціальними оптичними пристроями.

Важливо, що тут є можливість змінювати визначеним способом напруження σ_1 , $\sigma_2 = \sigma_3$ (рис. 5.16, б), що характеризується як дослідницька траєкторія вантаження, і визначати відповідні їм деформації ε_1 , $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$. За результатами дослідження встановлюють залежності деформацій від напруження для прийнятої траєкторії вантаження аж до руйнування ґрунту.

Стабілометр дозволяє провести випробування за схемою одновісного стиснення ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$), а також компресію за $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$. В останньому випадку достатньо віджимання води з камери приладу. За рівності діаметрів штампа та зразка його стиснення не змінює об'єм рідини в робочій камері й за умови її нестиснення бічне розширення зразка виключається. Уперше такі випробування були проведені Е. І. Медковим на стабілометрі його конструкції.

Зараз найбільш поширені дві методики випробувань:

1. Випробування за постійного бічного тиску з доведенням зразка до руйнування збільшенням напруги σ_1 .

2. Збільшення σ_1 до руйнування зразка за постійного середнього напруження в ньому.

В обох випадках результати випробування представляються залежностями деформацій $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ від напруження σ_1 за $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const}$ для першої методики й за $\sigma_{cp} = (1/3)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ для другої. Експериментальні залежності наведені на рисунку 5.17, до того ж указані напрями вісей ε_1 і ε_2 відповідають стисненню для ε_1 і розширенню для ε_2 .

Для приблизно лінійних ділянок залежностей $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ і $\varepsilon_2 = f(\sigma_1)$ деформаційні характеристики E, ν визначаються з використанням рівнянь закону Гука (5.14) через силу вісьової симетрії під час випробування, що призводять до системи двох лінійних рівнянь:

$$E\varepsilon_1 + 2\nu\sigma_2 = \sigma_1;$$

$$E\varepsilon_2 + \nu(\sigma_2 + \sigma_1) = \sigma_2. \quad (5.28)$$

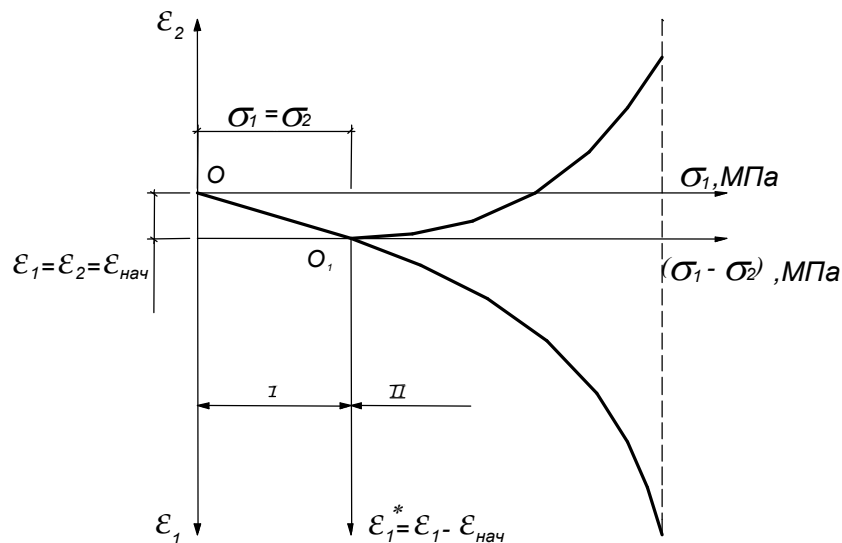


Рисунок 5.17 – Залежність деформацій, $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$ від σ_1 за $\sigma_2 = \text{const}$.

I – підготовчий етап випробування; II – основний етап

Розв'язання системи дає формули для деформаційних характеристик ґрунту як лінійно-деформуючого середовища:

$$E = \frac{\sigma_1(\sigma_2 + 1) - 2\sigma_2^2}{\Delta}; \quad (5.29)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_1 \sigma_2 - \varepsilon_2 \sigma_1}{\Delta}, \quad (5.30)$$

де $\Delta = \varepsilon_1(\sigma_2 + \sigma_1) - 2\varepsilon_2\sigma_2$ – визначник системи рівнянь (5.33).

Отже, за тривісного стиснення й модуль деформації, і коефіцієнт Пуассона залежать від усіх компонентів напруження та деформацій $\sigma_2, \sigma_1, \varepsilon_1, \varepsilon_2$ для прийнятої ділянки випробування.

На практиці замість (5.29), (5.30) часто використовують простіші наближені співвідношення. Наприклад, для прийнятих інтервалів напруження та деформацій розраховують:

$$E = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \varepsilon_1}; \quad (5.31)$$

$$\nu = \frac{-\Delta \varepsilon_2}{\Delta \varepsilon_1}. \quad (5.32)$$

Показано, що така заміна призводить до невеликого (до 15 %) завищення модуля деформації. Це наближає значення E за стабілометром до отриманих у польових умовах штампів (див. далі). Для коефіцієнта Пуассона помилки виявляються істотнішими, тому під час його визначення бажано використовувати точне співвідношення (5.30), яке також можна записати в інтервалах.

Перевагою стабілометричних випробувань є можливість створення початкового напружено-деформованого стану (НДС) зразка, близького до природного. Отже, під час випробувань ґрунтів природного складання завжди можна виділити підготовчий етап, коли після установки зразка в камеру приладу створюється початковий НДС, що відповідає природному. Після цього проводиться основний етап з вантаженням зразка аж до граничного стану й руйнування.

Найчастіше за початкове береться гідростатичний НДС з деяким значенням напруження $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, що відповідає глибині, з якою були відібрані моноліти.

Поступовому гідростатичному вантаженню відповідає також усебічне стиснення зразка й до кінця підготовчого етапу деформації дорівнюють $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_{\text{поч}}$ (рис. 5.18).

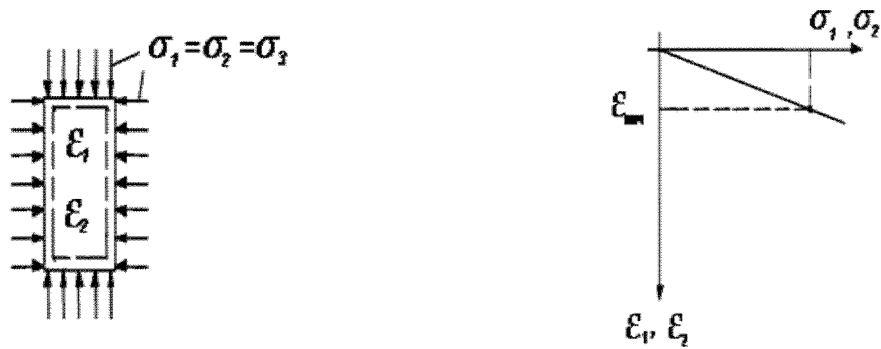


Рисунок 5.18 – Вантаження та залежності $\varepsilon=f(\sigma)$ на підготовчому етапі випробування

Основний етап є девіаторне, тобто надгідростатичне, вантаження із зростанням $(\sigma_1 - \sigma_2)$. Деформація стиснення по вертикалі продовжує наростати, а бічні деформації переходять у розширення (рис. 5.19). Це показано на рисунку 5.17, з якого виходить, що графіки основного етапу відповідають перенесенню початку координат у точку O_I .

За основним етапом, виключаючи всебічну деформацію обтискання підготовчого етапу, формулу (5.31) для лінійної частини графіка можна записати у вигляді, що запропонував Н. Н. Сидоров (рис. 5.19):

$$E = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)_{\text{л}}}{\varepsilon_{1\text{л}}^*}. \quad (5.33)$$

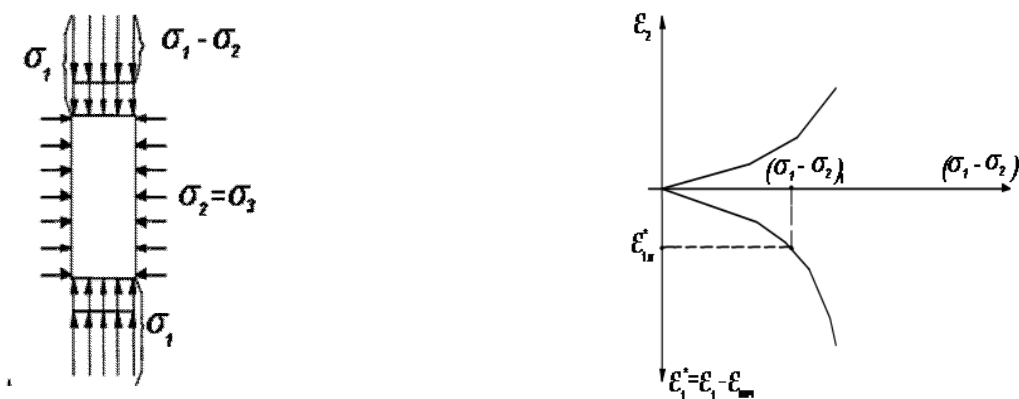


Рисунок 5.19 – Вантаження та залежності $\varepsilon=f(\sigma)$ на основному етапі випробування

За деякого значення девіатора напруження ($\sigma_1 - \sigma_2$) настає граничний стан через міцність і зразок руйнується. Крім того, піски щільні та середньої щільності, а також глинисті ґрунти тугопластичної, напівтвердої та твердої консистенції зазвичай руйнуються у вигляді відколка по площині, яка нахилена до вертикалі під кутом $(\pi/4 - \varphi/2)$ (рис. 5.20, а), а пухкі піски та м'якопластичні (слабкі) глинисті ґрунти збільшують швидкість деформації, набуваючи форми бочки (рис. 5.20, б).

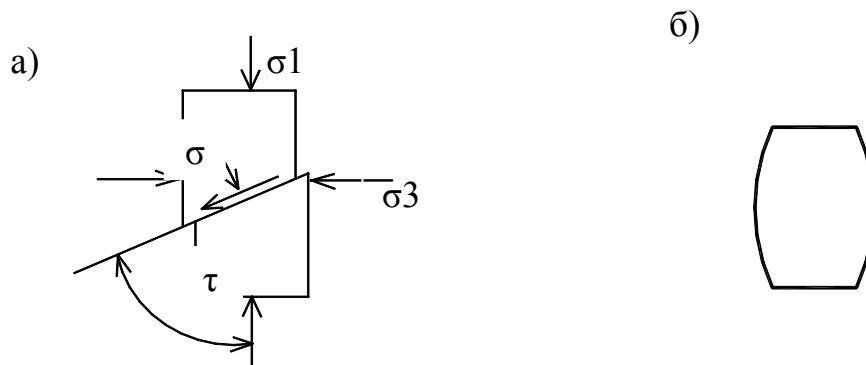


Рисунок 5.20 – Форма руйнування зразка: а– для пісків щільних і середньої щільності та міцних глинистих ґрунтів; б – для пухких пісків і слабких глинистих ґрунтів

Після встановлення граничних значень σ_1 при кожному σ_2 (рис. 5.21) будують круги граничного напруження, проводять дотичну до них, по якій встановлюють міцнісні характеристики φ , C (рис. 5.22, а).

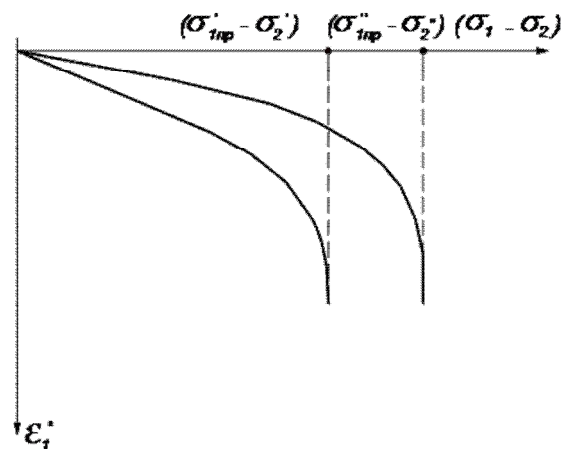


Рисунок 5.21 – Визначення граничних напружень σ'_{1np} та σ''_{1np}

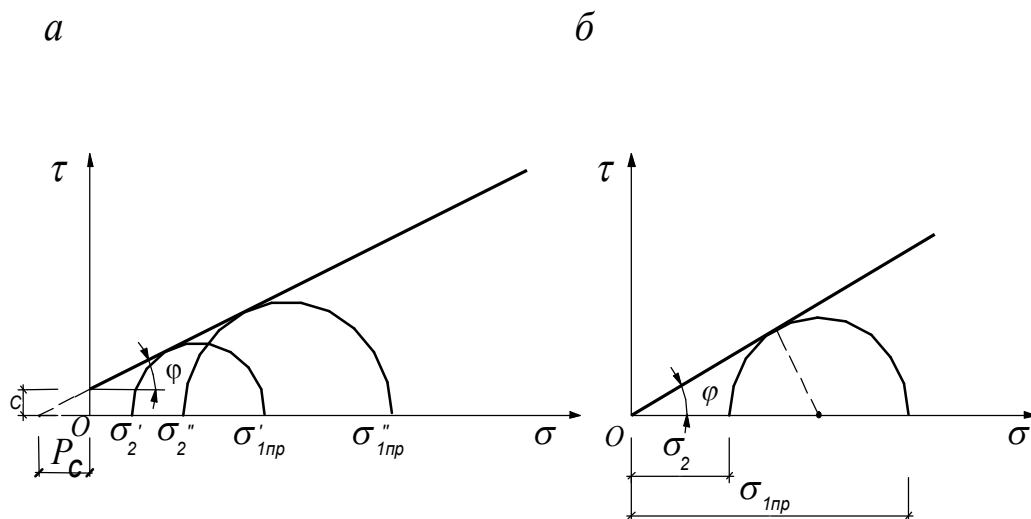


Рисунок 5.22 – Визначення міцнісних характеристик тривісним стисненням: *a* – для глинистих ґрунтів; *б* – для пісків за $C = 0$

Для незв'язних ґрунтів за $C = 0$ достатньо одного граничного кола, щоб провести до нього дотичну через початок координат і визначити значення φ (рис. 5.22, *б*).

5.5.3 Штампові випробування

Штампові випробування широко застосовувалися здавна й зараз продовжують застосовуватися для дослідження властивостей основи. Спочатку метод використовували переважно як моделювання системи «Основа-фундамент» з метою визначення припустимого тиску на основу.

Зараз випробування штампом стандартизоване для визначення модуля деформації ґрунту. Випробування можуть проводитися у свердловинах, а також у порожнині оболонок круговим штампом $A = 600 \dots 900 \text{ см}^2$. Частіше випробовують ґрунти з відмітки низу шурфу або дна котловану. Використовують кругові та квадратні штампи площею від 2500 для міцних і до 10 000 см^2 для слабких ґрунтів. Схема установки для штампового випробування наведена на рисунку 5.23.

Кожен рівень навантаження витримують до величини умовної стабілізації осідання, що приймається 0,1 мм за 2 години для піщаних ґрунтів і 6 годин для глинистих. Вантаження проводять до появи тріщин або випору ґрунту з-під штампа. Для кожного рівня навантаження визначають осідання, що стабілізувалося, і будують графік залежності $s=f(p_{\text{сер}})$.

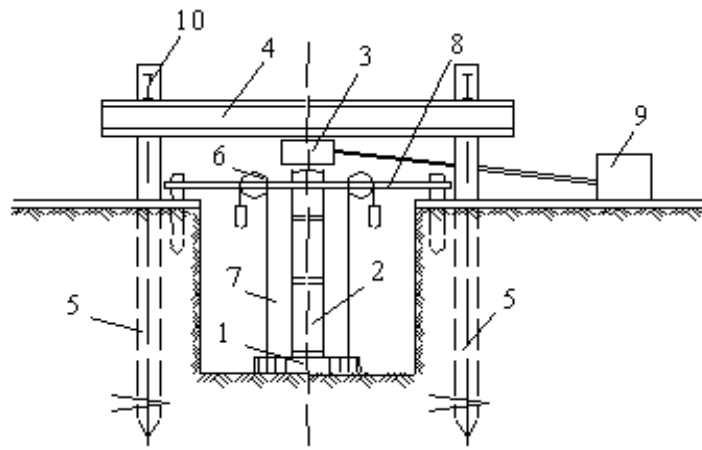


Рисунок 5.23 – Схема випробування ґрунту штампом у шурфі:

1 – штамп; 2 – подовжувальні стійки; 3 – гідравлічний домкрат;
4 – упорна балка; 5 – анкерний пристрій; 6 – прогиноміри; 7 – сталевий дріт; 8 – реперний пристрій; 9 – насосна станція; 10 – другорядні балки

Для інтервалу тисків, який розглядається, і в межах якого залежність $s = f(p_{сер})$ близька до лінійної, визначають модуль деформації за формулою:

$$E = \omega d (1 - \nu^2) \Delta p_l / \Delta s_l, \quad (5.34)$$

де $\omega = 0,8$ – коефіцієнт для круглого жорсткого штампа; d – діаметр штампа; для квадратного $d = \sqrt{A}$, тобто бік штампа; ν – коефіцієнт Пуассона, відомий за результатами лабораторних випробувань або прийнятий за довідковими даними залежно від виду та стану ґрунту; Δp_l і Δs_l – інтервали тиску та осідання (рис. 5.24).

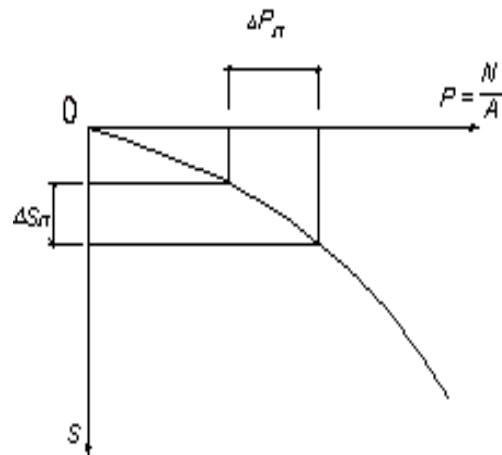


Рисунок 5.24 – Графік залежності $s = f(p)$ за результатами випробування штампом

Для випробувань у будівельних котлованах можуть використовуватися як штампи і завантажувальний матеріал фундаментні та стінові блоки.

До недоліків розглянутого методу належать трудомісткість, тривалість, висока вартість випробувань, тому доцільно застосовувати його в комплексі з простішими методами – наприклад, зондуванням, а також із лабораторними випробуваннями.

5.5.4 Зондування ґрунтів

Зондування широко застосовується під час інженерно-геологічних досліджень. Цей метод відрізняється простотою, економічністю, дозволяє проводити масові випробування, вирішувати широке коло завдань.

Залежно від способу прикладання навантаження розрізняють дві модифікації цього методу – статичне та динамічне зондування (рис. 5.25).

Основний елемент зондувальних випробувань – зонд, що складається з наконечника та штанг. Під час занурення зонда долається лобовий опір ґрунту за площею наконечника та сили тертя між ґрунтом і бічною поверхнею зонда.

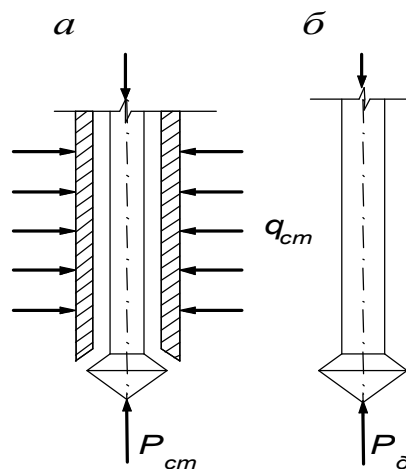


Рисунок 5.25 – Схема зондування: *а* – статичного; *б* – динамічного

Під час статичного зондування здійснюється плавне втискування конуса та штанги діаметром 36 мм, за динамічного – забивання конуса діаметром 74 мм і штанг діаметром 32 мм ударами молота по напрямній.

Під час дослідження ґрунтів зондуванням можуть вирішуватися такі завдання:

- встановлення розмірів ґрунтових нашарувань як за глибиною, так і за простяганням;
- виявлення слабких шарів й уточнення геологічного розрізу;
- встановлення зони промерзання;
- оцінка ступеня однорідності порід за механічними властивостями;
- виявлення контура зсувних тіл;
- оптимізація глибини занурення паль і визначення їхньої несучої здатності;
- контроль за виробництвом земляних робіт;
- дослідження ґрунтів під існуючими спорудами за їхньої реконструкції;
- оцінка фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Застосовують низку установок статичного зондування (С – 832, С – 979 та ін.). У більшості конструкцій окремо фіксують лобове навантаження P_c , що передається через конус, і загальне зусилля втискування зонду P . Тоді визначальними характеристиками зондування, за допомогою яких вирішуються перелічені вище завдання, будуть такі:

1. Питомий опір ґрунту під нижнім кінцем (конусом) зонда:

$$q = \frac{P_c}{A}, \quad (5.35)$$

де P_c – навантаження на конус; A – площа основи конуса.

2. Опір на бічній поверхні зонда:

$$Q = P - P_c. \quad (5.36)$$

За значенням опору на покрівлі Q_k і підшві Q_n шару визначають питомий опір на бічній поверхні зонда в цьому шарі:

$$f = \frac{Q_n - Q_k}{\pi d H}, \quad (5.37)$$

де d – діаметр зонда; H – потужність шару.

Результати випробувань поєднують з геологічним розрізом (рис. 5.26).

Під час випробування ґрунтів методом динамічного зондування здійснюють занурення зонда діаметром 74 мм на 10 см у досліджуваний ґрунт ударами молота масою 60 кг, що скидається з висоти 80 см, із підрахуванням кількості ударів n .

Динамічне зондування виконують безперервно до досягнення заданої глибини. Результати зондування подають у вигляді графіка зміни умовного динамічного опору p_d :

$$p_d = \frac{M_m H \cdot n}{10A}, \quad (5.38)$$

де M_m – маса молота (60 кг); H – висота падіння (80 см); n – кількість ударів для занурення конуса на 10 см; A – площа поперечного перерізу конуса, см^2 .

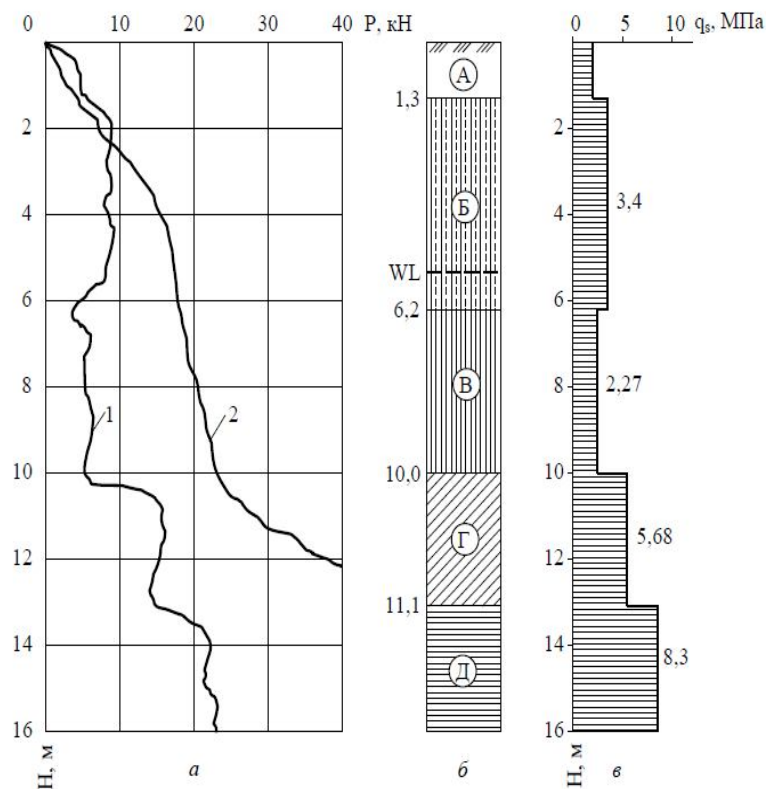


Рисунок 5.26 – Результати статичного зондування суглинків:
 а – графіки; б – геологічна колонка; в – епюра зондування; 1 – графік, побудований за результатами зондування розширеним наконечником;
 2 – графік, побудований за результатами зондування конусом-зондом;
 А – чорнозем; Б – суглинок твердий; В – суглинок м'якопластичний;
 Г – суглинок тугопластичний; Д – глина тугопластична

За результатами випробувань також будують графік динамічного зондування. На підставі «Вказівок із зондування ґрунтів для будівництва» визначають щільність складання піщаних ґрунтів, консистенцію глинистих ґрунтів I_L , кут внутрішнього тертя φ , модуль загальної деформації E_o , питоме зчеплення c_n й умовний розрахунковий опір ґрунту R_0 .

5.5.5 Метод обертального зрізу

Метод обертального зрізу був розроблений для визначення міцності слабких глинистих ґрунтів в умовах їх природного залягання (*vanetest*).

Зріз ґрунту відбувається на поверхні, що утворюється в ґрунті під час обертання робочого органу – крильчатки. Остання зазвичай складається з прямокутних лопатей шириною d і висотою h , які скріплені одна з однією на вісі симетрії під кутом 90° . Під час обертання такої 4-лопатевої крильчатки поверхня зрізу, що утворюється в ґрунті, – це бічна поверхня кругового циліндра та дві основи – верхня та нижня. При повному зрізі цієї поверхні дотичне напруження досягає значення граничного опору зрушенню $\tau_{сдв}$.

Зазвичай випробування розглядається як експрес-метод і проводиться швидко, що для водонасиченого глинистого ґрунту відповідає умовам НН (недренованого-неконсолідованого) – зрушення, тому визначуваний опір зрушенню приблизно дорівнює зчепленню ґрунту.

Ця технологія полягає в тому, що під час буріння свердловини її не доводять до відмітки випробування шару на 20...50 см (рис. 5.28).

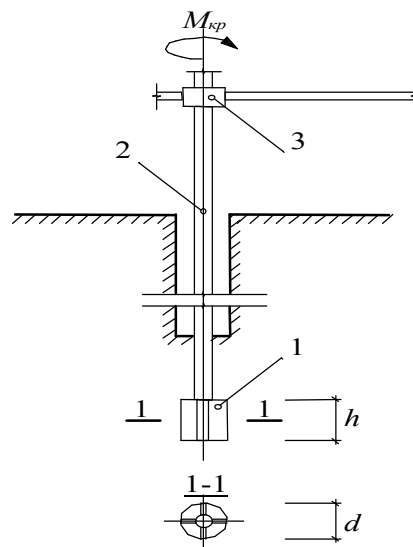


Рисунок 5.28 – Схема приладу для випробування ґрунту на обертальний зріз: 1 – крильчатка; 2 – штанга; 3 – динамометрична рукоятка

Зусиллям на штангу крильчатка втискується в ґрунт на потрібну глибину й за допомогою встановленого над колоною штанг пристрою навантаження повертається в ґрунті зі встановленням залежності кута повороту від прикладеного крутного моменту.

При потужній товщі слабких ґрунтів такі випробування можуть проводитися по усій товщі із заданим інтервалом, що дає уявлення про закономірність зміни міцності ґрунту по глибині. Такі випробування називають ще крильчатим зондуванням.

Існують також прилади, що дозволяють проводити випробування без буріння свердловин. Крильчатку з динамометричним пристроєм занурюють на необхідну глибину та обертанням цієї системи визначають крутний момент. Відліки глибин ведуть по розміченій штанзі. Для зниження тертя ґрунту об штанги передбачений пристрій, що дозволяє виключити тертя штанг об ґрунт при вимкненій нерухомій крильчатці. Прилади СК-8, П-4 та ін. розроблені для визначення міцності торфу на глибину до 20 м. Вони можуть використовуватися й для мінеральних слабких ґрунтів. У таких випробуваннях кут повороту не фіксується, а визначається максимальний крутний момент за повного повороту крильчатки.

Розрахункова формула для визначення опору зрушенню встановлюється з умови рівноваги: сума моментів відносно осі крильчатки дорівнює нулю, звідси:

$$M_{кр} = M_{бок} + 2M_{осн}, \quad (5.39)$$

де $M_{бок}$ – момент завдяки максимальним дотичним напруженням на бічній поверхні циліндра, що зрізається лопатями крильчатки; $M_{осн}$ – те саме на основі циліндра – кола.

Приймаючи розподіл дотичних напружень рівномірним і таким, що дорівнює опору зрушення, тобто $\tau_{max} = \tau_{сдв} = \tau$, отримуємо:

$$\begin{aligned} M_{бок} &= \pi d^2 h \tau / 2; \\ M_{осн} &= \pi d^3 h \tau / 12. \end{aligned} \quad (5.40)$$

Підставляючи ці формули в (5.40) і дозволяючи отримане рівняння відносно τ , маємо:

$$\tau = \frac{2M_{кр}}{\pi d^2 h (1 + d / 3h)}. \quad (5.41)$$

Використовуються також крильчатки інших контурів – ромбічні, трикутні. Для них формули типу (5.41) встановлюються аналогічно.

Розглянемо тепер залежність $a = f(M_{кр})$, що характеризує процес випробування (рис. 5.29).

Порівнюючи графік на цьому малюнку з графіком на рисунку 5.24, можна відзначити аналогію: момент $M_{кр}$ відповідає навантаженню на штамп F_v , а кут повороту крильчатки a – осіданню штампа s . До деякої міри подібні й самі залежності, особливо їхні початкові ділянки – вони в обох випадках приблизно лінійні.

Після досягнення моменту максимального значення M_{max} йде його спад, а при подальшому обертанні крильчатки він стабілізується на деякому значенні M_{min} . Відношення моментів M_{max} / M_{min} характеризує ступінь вираженості структурних зв'язків у ґрунті.

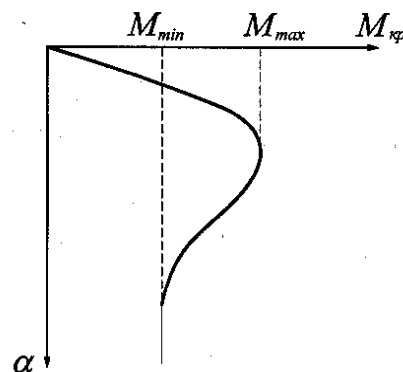


Рисунок 5.29 – Графік залежності $a = f(M_{кр})$ за результатами випробування крильчаткою

Звісно, для текучого безструктурного ґрунту, подібного до в'язкої рідини, зазначене відношення дорівнюватиме одиниці і таку «структурну міцність» можна характеризувати як нульову. Для цього випадку показник

структурної міцності має дорівнювати нулю, а за максимальної її вираженості – одиниці.

Зважаючи на це, його доцільно визначити за формулою:

$$k_c = \frac{M_{max} - M_{min}}{M_{max}} = 1 - \frac{M_{min}}{M_{max}}. \quad (5.47)$$

Тоді можна використовувати класифікацію, характеризуючи міцність структурних зв'язків як низьку за $0 < k_r < 0,5$, високу за $k_r < 0,8$ і середню за $0,5 \leq k_r \leq 0,8$.

Для обертального зрізу характерна тенденція до розширення зони його застосовності за видом ґрунтів і режимом випробувань. Є пропозиції з інтерпретації результатів випробування для нев'язких й ущільнюваних пілувато-глинистих ґрунтів з оцінкою їх міцнісних і деформаційних характеристик. Так, запропоновано початкову ділянку залежності $a = f(M_{kp})$ на рисунку 5.29 розглядати як результат ущільнення ґрунту лопатями крильчатки, необхідного для мобілізації опору зрушенню на поверхні об'єму, що далі зрізається.

Тоді загальний вигляд розрахункової формули для модуля деформації можна отримати за аналогією з формулою (5.34) для модуля деформації за штампом. Заміняючи Δp на ΔM_{kp} , Δs на $\Delta \alpha$ та вводячи в знаменник d^3 з міркувань розмірності, маємо:

$$E = \left(K_{v, d/h} / d^3 \right) \cdot (\Delta M_{kp} / \Delta \alpha), \quad (5.43)$$

де $K_{v, d/h}$ – коефіцієнт, залежний від коефіцієнта Пуассона та відношення d/h розмірів лопатей.

Формули такого типу дають занижені значення модуля деформації в порівнянні з штамповими випробуваннями.

ГЛАВА 6 РОЗПОДІЛ НАПРУГИ У ГРУНТАХ

6.1 Значення, питання й основні положення

Напруження в ґрунтових масивах виникають під впливом внутрішніх і зовнішніх сил, а також у результаті протікання в ґрунті фізичних і хімічних процесів.

Знання напружень у ґрунтових масивах необхідно для вирішення таких інженерних завдань:

- визначення деформацій основ і фундаментів;
- оцінки міцності й стійкості основ;
- визначення тиску ґрунту на огорожі;
- визначення реактивних тисків по підшві фундаментів (ці дані необхідні для розрахунку конструкцій фундаментів).

Поля напружень у ґрунтових основах мають складний вигляд. Однак вони можуть бути побудовані методом *суперпозиції* полів напружень, що відповідають простішим випадкам.

Наразі розрізняють такі види напруг у ґрунтової основі.

1. Напруження в основах від власної ваги ґрунту і необмеженого щодо плані розподіленого навантаження.
2. Напруження в ґрунтових основах від місцевого навантаження в умовах просторової задачі.
3. Напруження в ґрунтових основах від місцевого навантаження в умовах плоскої задачі.
4. Контактні напруги.

Проблеми розподілу напружень у ґрунтовому масиві розглядаються в фазі його ущільнення, яка як стадія його напружено-деформованого стану становить найбільший інтерес для практики через те, що під час реального проектування напруги в ґрунтовому масиві обмежуються величиною, яка незначно перевищує початковий критичний тиск. Найважливішим наслідком принципу лінійної деформації є правомірність використання для аналізу НДС ґрунтового масиву апарату теорії пружності. При цьому в зазначеному аналізі модуль пружності замінюється модулем деформації, комплексно враховує розвиток як пружних, так і пластичних деформацій ґрунтів. П. О. Міняєвим, Н. П. Пузиревським, М. М. Герсєвановим та ін. була обґрунтована можливість використання для визначення напружень у ґрунтах рішень теорії пружності, отриманих наприкінці XIX – початку

XX ст. Необхідними умовами для цього вважалися однократність завантаження, обмеженість діючого навантаження межами закономірності ущільнення, тобто у разі дотримання принципу лінійної деформації ґрунтів.

Модель ґрунту як лінійно-деформованого середовища дозволила вбачати і вирішувати будь-які завдання визначення *напружено-деформованого стану* масиву ґрунту. Зіставлення результатів розрахунку за теорією лінійно-деформованого середовища (ТЛДС) із даними експериментів і натурними вимірами в загальному підтвердило правомірність використання ТЛДС, хоча в низці випадків відзначалися істотні кількісні розбіжності.

Узагалі задача про розподіл напружень у ґрунтовому масиві при заданих граничних умовах може бути зведена до вирішення диференціальних рівнянь рівноваги, доповнених рівняннями спільності деформацій і фізичними рівняннями у формі закону Гука. Такі завдання, як правило, вирішуються чисельними методами, оскільки отримання для них замкнутих аналітичних рішень є доволі проблематичним. Із цієї причини становлять особливий практичний інтерес аналітичні рішення, отримані з використанням тільки рівнянь рівноваги на підставі гіпотез, які спрощують. До таких рішень належать широко відомі в механіці ґрунтів задачі Буссінеска (про розподіл напружень у пружному півпросторі) і Фламана (про розподіл напружень у півплощині), а також їхнього застосування. Водночас варто пам'ятати, що півпростором називають частину нескінченного (тривимірного) простору, відсіченого нескінченною площиною; півплощиною називають частину нескінченної площини, відтятою нескінченною лінією (кордоном).

Відзначимо, що ці рішення належать до постійного (сталого) стану ґрунту, коли всі процеси в ньому, викликані зовнішнім навантаженням (ущільнення, віджимання води), закінчилися. Далі, напруги від зовнішнього навантаження накладаються на деякий природний напружений стан, характеристика якого є складним самостійним завданням. Зазвичай вважають його напруженим станом від власної ваги ґрунту. Повні напруги отримують підсумовуванням природних і додаткових напружень. Узагалі застосування принципу суперпозиції (складання) або незалежності дії сил є наслідком використання рішень лінійної теорії пружності.

Нехай по підшві фундаменту з розмірами $b \times l$ діє тиск P , що визначає в кожній точці основи деякий напружено-деформований стан (НДС). З опору матеріалів відомо, що в прямокутній системі координат XYZ напружений стан у точці характеризується симетричним тензором напружень із матрицею:

$$T_n = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_x & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_y & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{vmatrix}. \quad (6.1)$$

Через симетрію тензора щодо головної діагоналі він містить шість напруг – три нормальних і три дотичних $\tau_{xy} = \tau_{yx}$; $\tau_{xz} = \tau_{zx}$; $\tau_{yz} = \tau_{zy}$, або три головних напруги $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

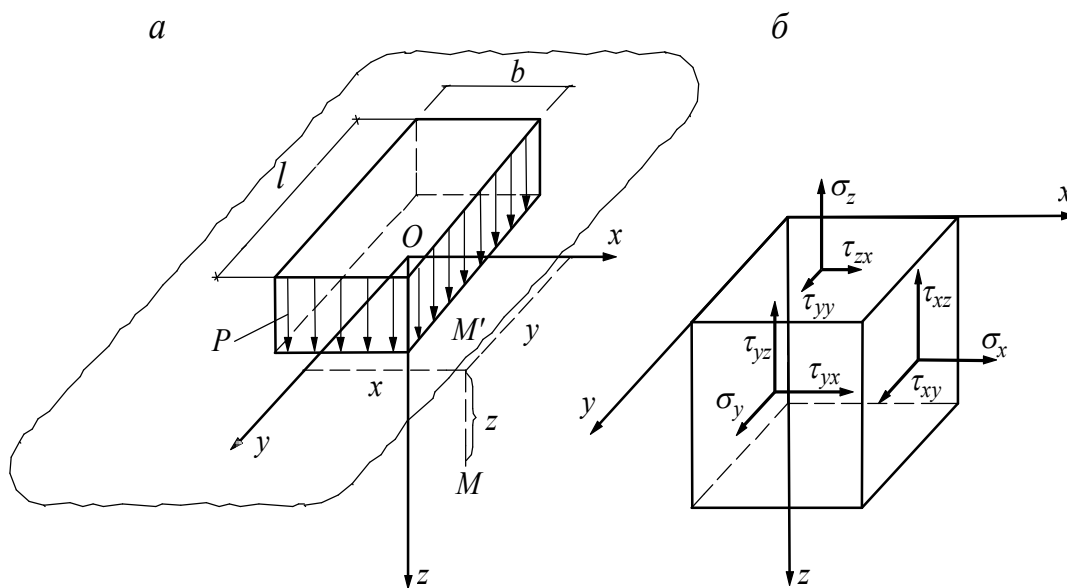


Рисунок 6.1 – Схема дії місцевого рівномірно розподіленого навантаження (а) і компоненти тензора напружень у точці M (б)

Напруження в точці M будуть залежати від величини і форми завантаженого майданчику (тобто підшви фундаменту), величини і характеру розподілу навантаження, координат певної точки і в загальному випадку також від властивостей деформацій і складання ґрунтів основи.

Навантаження від фундаментів споруд найчастіше стискаючі, хоча можуть бути також зсувними (покриття доріг, підпірні споруди) і розтягувальними – для анкерів і анкерних фундаментів.

Найпростішим є випадок дії вертикального зосередженого навантаження в точці. Цю схему варто розглядати як ідеалізацію положення, коли площа підшви передавального навантаження фундаменту мала і відповідно мала ширина підшви порівняно з відстанню до точки, у якій визначається напруження ($R > b$, рис. 6.2).

Показані на рисунках 6.1, 6.2 випадки належать до просторової задачі, коли розсіювання напружень і деформації відбуваються в усіх напрямках. Ситуація спрощується для плоскої задачі, коли дія сил $\sum F_v$ розглядається в одній площині XOZ , оскільки в напрямку вісі OY деформація відсутня, а напруга постійна і напружений стан можна охарактеризувати трьома напругами σ_x, σ_z, τ або двома головними σ_1, σ_3 .

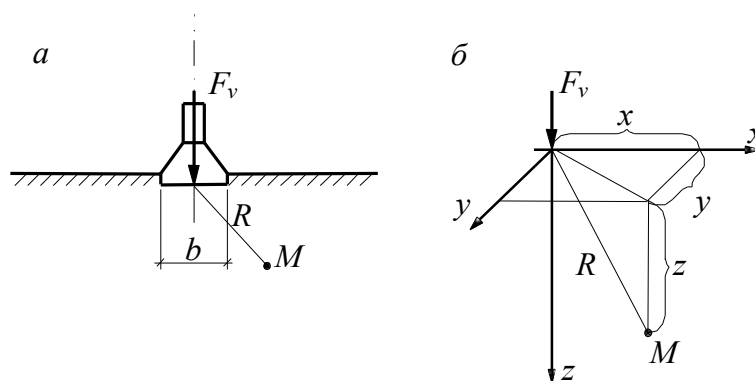


Рисунок 6.2 – Заміна фундаменту з малою площею підшви зосередженим навантаженням (а) і розрахункова схема (б)

В умовах плоскої задачі працюють стрічкові фундаменти та їхні основи при значній довжині ($l/b > 10$), насипу земляного полотна доріг, підпірні стіни.

Схемі на рисунку 6.2, б для умов плоскої задачі відповідає сила, безперервно розподілена вздовж вісі OY . Це так зване погонне навантаження, яке вимірюється в кН/м. Зазвичай розгляд НДС проводиться від поверхні ґрунту або підшви фундаменту ($z = 0$), тому зазначені вище випадки характеризуються як «пружний півпростір» і «пружна півплощина».

По суті самого навантаження важливо розрізняти дві ситуації:

1. Завантажений майданчик становить ділянку поверхні ґрунту або дна котловану. Навантаження може створюватися вагою ґрунту, будівельних матеріалів і виробів, насипних вантажів, водночас воно безпосередньо розраховується за розмірами і питомою вагою вантажів, може мати складний характер розподілу на майданчику також складної форми (рис. 6.3). У всіх показаних на рисунку 6.3 випадках навантаження не змінюється в міру стиснення основи, слідуючи за чашоподібним осіданням поверхні майданчика.

Навантаження передається ґрунту підшвою або гранню фундаменту або іншою підземною конструкцією. Тут становище складніше, оскільки розподіл тиску по підшві фундаменту невідомий і має встановлюватися розглядом взаємодії фундаменту з основою, а в загальному випадку – підземної конструкції з масивом ґрунту. Зрозуміло, що з умови рівноваги реактивні напруги повинні врівноважувати навантаження (рис. 6.4, а.):

$$\int p(x) = F_v. \quad (6.2)$$

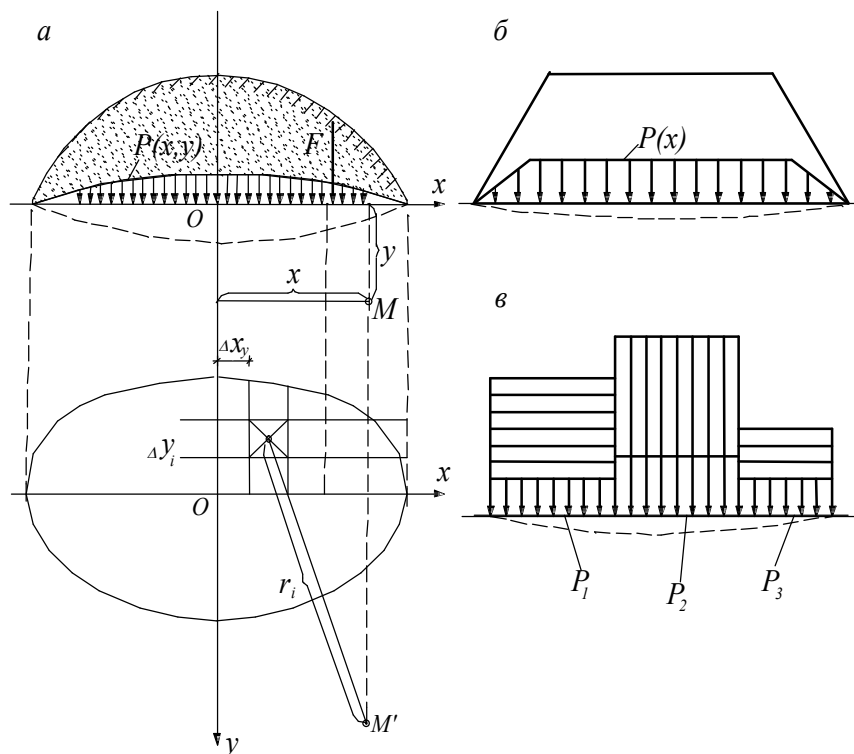


Рисунок 6.3 – Безпосередня завантаженість майданчиків:
 а – насипним вантажем; б – насипом земляного полотна дороги;
 в – блоками, плитами, панелями

Під час визначення напружень в основі епюра $P(x)$ має бути прийнята як діюче навантаження. Потрібно ще врахувати, що на рівні підшви фундаменту раніше діяли (а за його межами будуть діяти) напруги від ваги ґрунту в межах глибини закладання фундаменту. Отже, розрахункова схема для визначення напружень в основі представляється у вигляді, наведеному на рисунку 6.4, б. Але, як буде показано далі, дійсні епюри контактних напружень достатньо складні. З іншого боку, починаючи з деякої глибини, їх вид за умови статичної еквівалентності (6.2) вже мало впливає на напруги в ґрунті (принцип Сен-Венана). Зважаючи на це, епюри контактних напружень замінюють еквівалентними прямокутними або трапецеїдальними за позацентрового довантажень.

Далі одержану розрахункову схему можна отримати суперпозицією (складанням) двох і більше простих навантажень: рівномірно розподіленим q від ваги ґрунту в межах глибини закладання d і навантаженням $(P_c - q)$ у межах підшви фундаменту (рис. 6.4, з). Таким чином, ми приходимо до схеми рівномірно розподіленого місцевого навантаження, показаної раніше (див. рис. 6.1), а також аналогічної для плоскої деформації.

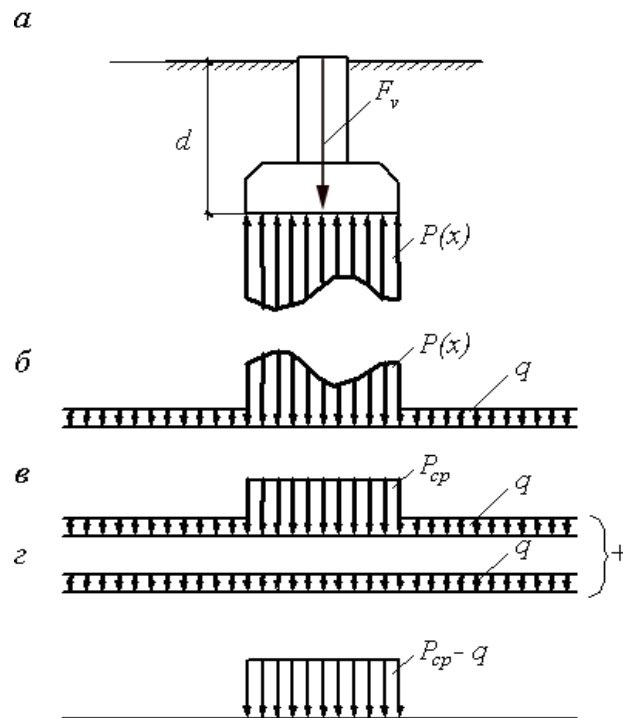


Рисунок 6.4 – Схеми до дії навантажень на основу фундаменту

Для повної характеристики напруженого стану в точці повинні вказуватися всі компоненти тензора (6.1). Для вирішення окремих завдань

можуть використовуватися деякі з них. Наприклад, для судження про близькість напруженого стану до граничного потрібно знати головні напруження, або, якщо задано положення майданчика, нормальні й дотичні напруження на ній. Більшість способів розрахунку осідання фундаментів враховують дію тільки вертикального стискаючого напруження σ_z , яке дійсно є визначальним, хоча інші компоненти напружень впливають якоюсь мірою. Отже, далі наводяться формули і таблиці або графіки для умов навантаження й компонентів напружень, що найчастіше зустрічаються на практиці.

6.2 Визначення напружень від дії вертикального зосередженого навантаження

6.2.1 Пружний півпростір

Ця задача (див. рис. 6.2) була вирішена Ж. Буссінеском у 1885 р. і її рішення дозволяє визначити всі компоненти напружень і деформацій у будь-якій точці півпростору.

Узагалі визначення напружень і переміщень у ґрунтових масивах виконують у такій послідовності:

— знаходять рішення відповідної розрахункової схеми основи, що розглядається, так званої *фундаментальної задачі*;

— із використанням *принципу суперпозиції* визначають напружено-деформований стан основи за будь-якої конфігурації навантаження.

Оскільки в цьому випадку навантаження прикладене до поверхні півпростору, фундаментальною є задача Буссінеска про вертикальну зосереджену силу, прикладену до верхньої межі основи.

Тоді, для горизонтального майданчика маємо:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{3}{2\pi} \frac{F_v \cdot z^3}{R^5}; \\ \tau_{zx} &= \frac{3}{2\pi} \frac{F_v \cdot xz^3}{R^5}; \\ \tau_{zy} &= \frac{3}{2\pi} \frac{F_v \cdot yz^3}{R^5}.\end{aligned}\tag{6.3}$$

Формула для σ_z часто використовується у вигляді:

$$\sigma_z = k \frac{F_v}{z^2}, \quad (6.4)$$

де k – чисельний коефіцієнт, що залежить тільки від відносини r/z :

$$k = \frac{3}{2\pi} \left[1 + (r/z)^2 \right]^{-5/2}. \quad (6.5)$$

Позначення зрозумілі з рисунка 6.2, б. Для точок, що знаходяться на лінії дії сили $r/z = 0$ та $k = 3/2\pi \approx 0,5$. Із (6.4) видно, що в самій точці прикладання сили за $z \rightarrow 0$ $\sigma_z \rightarrow \infty$. Це є наслідком уявлення про зосереджену силу, що прикладена в точці. Насправді, сили завжди прикладені на деякій площині. Якщо площа замала, а сила велика, то тиск зростає так, що лінійної залежної деформації від напруг вже не буде, виникає пластична деформація. Отже, точка прикладання сили є особливою точкою з невизначеним напруженим станом і визначати напруги за формулами (6.3, 6.4) можна лише з деякої глибини, порівнянної з розмірами підшви фундаменту, дія якого замінена зосередженою силою.

Якщо визначати напруги в певній точці від *групи зосереджених сил* F_{v_i} ($i = 1, 2, \dots, n$), то, знайшовши для кожної сили по (6.5) коефіцієнт k_i та застосовуючи принцип суперпозиції, отримаємо:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n k_i F_{v_i}. \quad (6.6)$$

Цей же прийом застосовується для наближеного визначення напруг від навантажень, довільно розподілених на майданчиках складної форми (рис. 6.3, а). Для цього навантажену площу потрібно розбити прямокутною сіткою і розподілене навантаження в межах кожного прямокутника замінити зосередженою силою, яка додає в його центрі вагу. Тоді отримаємо сукупність зосереджених сил:

$$F_{v_i} = \bar{p}(x, y)_i \Delta x_i \Delta y_i, \quad (6.7)$$

де $\bar{p}(x, y)_i$ – осереднена інтенсивність розподіленого навантаження на i -му прямокутнику.

Далі застосовуємо підсумовування по (6.6). Похибка такого наближеного прийому залежить від співвідношення розміру осередку розбивки і глибини точки, у якій визначається напруження. Установлено, що за $z \geq 4 \max(\Delta x, \Delta y)$ похибка порівняно з точним рішенням не перевищує 2 %.

Під час вирішення практичних завдань також важливо знати осідання основи. Фундаментальне рішення Буссінеска в цьому випадку має вигляд:

$$S = \frac{1 - \nu^2}{\pi \cdot E} \cdot \frac{F_v}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}. \quad (6.8)$$

тут ν – коефіцієнт Пуассона основи; E – модуль загальної деформації; F_v – зосереджена сила; x, y, z – координати.

Зазначеним способом можуть бути встановлені також горизонтальні нормальні й дотичні напруження та переміщення в будь-якій точці основи.

6.2.2 Пружна півплощина

Рішення теорії пружності для цього випадку отримано Фламаном у 1892 р. для плоского напруженого стану за умови відсутності поперечної деформації (плоска деформація). Нехай на поверхні півпростору діє нескінченно протяжне смугове навантаження q (кН/м) уздовж координатної вісі x одиничної ширини (рис. 6.5).

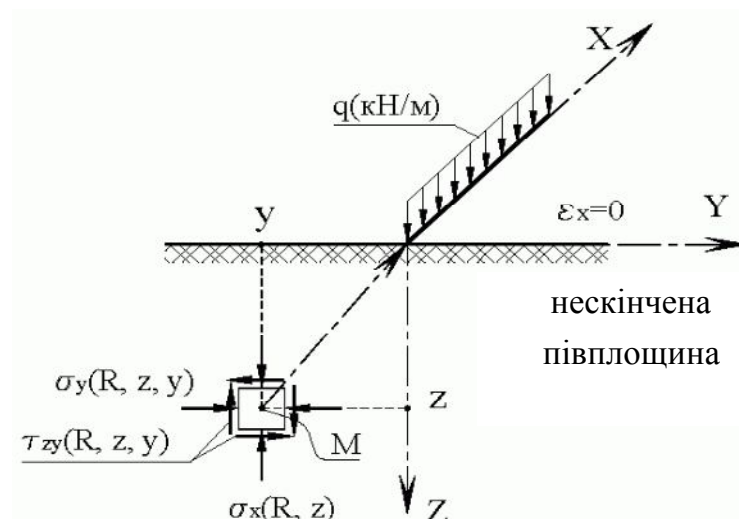


Рисунок 6.5 – Завдання про розподіл напружень у ґрунтовому масиві для пружної півплощини

Тоді в перетинах півпростору площинами, нормальними до вісі x , матимемо півплощини, напружено-деформований стан яких є подібним, а деформація у напрямку вісі x дорівнює нулю. Такий напружений стан називається плоскою деформацією. Напруги в точці M півплощини з радіусом – вектором R і координатами y, z відповідно до рішення Фламана визначаються формулами:

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{rR^4}; \sigma_x = \frac{2q}{\pi} \frac{x^2 z}{R^4}; \tau_{xz} = \frac{2q}{\pi} \frac{x z^2}{R^4}, \quad (6.9)$$

де $R^2 = x^2 + z^2$.

Якщо $x = 0$, то формула для σ_z набуває вигляду:

$$\sigma_z = \frac{2}{\pi} \frac{q}{z}, \quad (6.10)$$

тобто вертикальне напруження, що стискає, зворотно-пропорційно глибині, а не її квадрату, як у (6.4). Отже, у плоскій задачі напруги розсіюються повільніше, ніж у просторовій.

6.3 Напруги від навантаження, рівномірно розподіленому на прямокутному майданчику

Рішення для цього випадку, який найчастіше зустрічаємо на практиці, виходить на основі рішення для зосередженої сили. Виділивши елементарний майданчик із координатами $\xi, \eta, z=0$ із сторонами $d\xi$ та $d\eta$, можна внести відповідну йому зосереджену силу $dF_v = p d\xi d\eta$ (рис. 6.6). Тоді напруги від неї в довільній точці основи (x, y, z) можна визначити за формулами (6.3). Зокрема, для «елементарної» напруги σ_z у точці M :

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{p d\xi d\eta \cdot z^3}{\left(\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2}\right)^5}. \quad (6.11)$$

Повну напругу отримаємо інтегруванням по всій завантаженій площі:

$$\sigma_z = \int_A d\sigma_z = \frac{3pz^3}{2\pi} \int_{-a-l/2}^a \int_{-l/2}^{l/2} \frac{d\xi \cdot d\eta}{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^{\frac{5}{2}}}. \quad (6.12)$$

Інтегрування спрощується для точок основи, які перебувають на центральній вертикалі ($x = \pm a$; $y = \pm l/2$).

Отримані при цьому формули подаються у вигляді:

$$\sigma_{z_o} = \alpha_o \cdot p; \quad \sigma_{z_y} = \alpha_y \cdot p, \quad (6.13)$$

де α_o та α_y – коефіцієнти впливу, які залежать від глибини z точки, у якій визначається напруження, і від форми майданчику.

Зазначені визначальні чинники виражаються в безрозмірному вигляді:

$$m = \frac{z}{a} = \frac{2z}{b}; \quad n = \frac{l}{b}.$$

Фактично коефіцієнти α_o та α_y взаємопов'язані. Це є зрозуміліше із того, що точки на центральній вертикалі є у той же час кутовими точками для чотирьох майданчиків зі сторонами $l/2, a$ (рис. 6.8). Тому напруга σ_{z_o} від навантаження на великому майданчику зі сторонами l, b дорівнює сумі чотирьох напруг σ_{z_y} від того ж навантаження на малих майданчиках зі сторонами $l/2$ та $a = b/2$ кожна. У зв'язку з цим на практиці використовується одна таблиця коефіцієнта впливу α (табл. 6.1).

Під час визначення α_o входом у таблицю є $m = 2z/b$, а під час визначенні α_y приймається $m = z/b$, крім того, знайдене значення необхідно поділити на 4, тобто:

$$\alpha_o(z) = 4\alpha_y(2z).$$

Для визначення напружень у точках основи, які не лежать на зазначених п'яти вертикалях, замість інтегрування (6.11) використовують метод кутових точок. Він заснований на такій розбивці завантаженого майданчику (із можливою її добудовою), щоб розглянута точка стала

кутовою при подальшому додаванні напружень від дії навантаження на кожному майданчику (дійсної або фіктивної) з урахуванням її розмірів. Таким чином, тут також використовується принцип суперпозиції. Водночас значення коефіцієнтів α_y беруть із таблиці 6.1 за вказаним вище правилом.

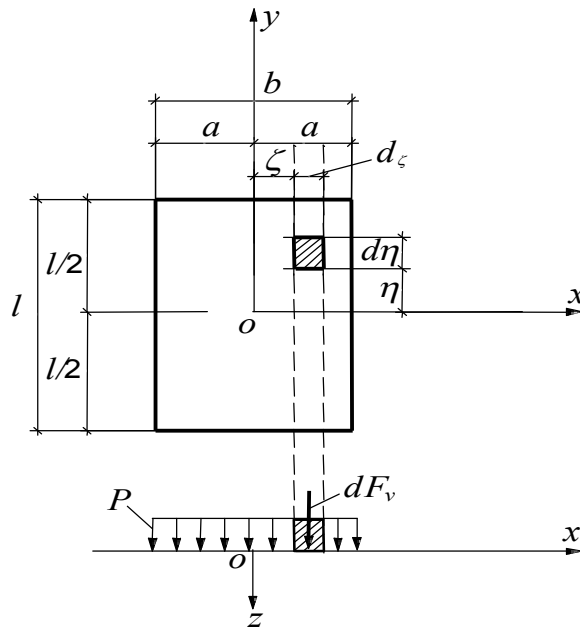


Рисунок 6.8 – Схема дії навантаження, рівномірно розподіленого на прямокутному майданчику

На рисунку 6.9 ілюструються три можливі випадки, коли проекція M' розглянутої точки основи M на поверхню потрапляє на сторону навантаженого майданчика (*а*), усередину (*б*) і поза нею (*в*).

Для першого випадку, визначаючи за таблицею 6.1 значення:

$$\alpha_{y_1} = f\left(\frac{z}{b_1}, \frac{l_1}{b_1}\right) \text{ та } \alpha_{y_2} = f\left(\frac{z}{b_2}, \frac{l_2}{b_2}\right), \text{ маємо } \sigma_{z_M} = (\alpha_{y_1} + \alpha_{y_2})p.$$

Для другого випадку розбиття дає чотири майданчики, тоді відповідно отримуємо:

$$\sigma_{z_M} = (\alpha_{y_1} + \alpha_{y_2} + \alpha_{y_3} + \alpha_{y_4})p = p \sum_{i=1}^4 \alpha_{y_i}. \quad (6.13)$$

У третьому випадку, коли проекція точки виявляється поза

навантаженого майданчика, використовується уявлення про фіктивне навантаження, що діє на добудованих майданчиках, які тут зручніше охарактеризувати буквами (рис. 6.9, в): 1 – $M'E B G$; 2 – $M'E A K$; 3 – $M'F C K$; 4 – $M'F D G$.

Для всіх майданчиків точка M та її проекція M' – кутові, тому:

$$\sigma_{z_M} = (\alpha_{y_1} + \alpha_{y_2} - \alpha_{y_3} - \alpha_{y_4}) p, \quad (6.14)$$

тобто у всіх випадках маємо алгебраїчну суму α_{y_i} .

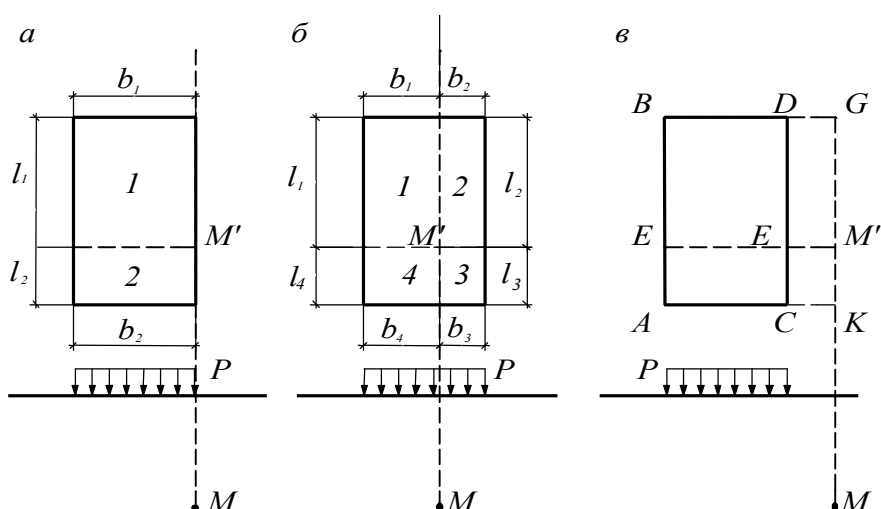


Рисунок 6.9 – Схема до використання методу кутових точок

Таблиця 6.1 – Значення коефіцієнта α

$m = \frac{2z}{b}$	Коло	Прямокутник із співвідношенням сторін $\eta = l/b$						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	≥ 10 Стріч- ковий ф-т
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1	1	1	1	1	1	1	1
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337

1	2	3	4	5	6	7	8	9
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
12	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Способом кутових точок зручно користуватися для аналізу взаємного впливу близько розташованих фундаментів.

У таблиці 6.1 наведені також коефіцієнти для кругового майданчику при визначенні напружень під її центром. Тут $m = \frac{z}{r}$, де r – радіус майданчика. Якщо майданчик має форму правильного багатокутника, приймається $= \sqrt{A/\pi}$.

Значення коефіцієнта впливу для визначення напруги σ_z у будь-якій точці основи кругового фундаменту діаметром підшви $2a$ наведені в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2 – Значення коефіцієнта впливу α для визначення напружень в основі кругових рівномірно навантажених фундаментів

$m = \frac{z}{r}$	α при r/a										
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	1	1	1	1	1	1/0	0	0	0	0	0
0,2	0,99	0,99	0,99	0,97	0,89	0,47	0,08	0,02	0,10	0	0
0,4	0,95	0,94	0,92	0,86	0,71	0,44	0,18	0,06	0,03	0,01	0,01
0,6	0,86	0,85	0,81	0,73	0,59	0,40	0,22	0,11	0,06	0,03	0,02
0,8	0,76	0,74	0,70	0,62	0,50	0,37	0,24	0,14	0,08	0,05	0,03
1	0,65	0,63	0,60	0,52	0,43	0,33	0,24	0,16	0,10	0,06	0,04

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,4	0,46	0,45	0,42	0,38	0,33	0,27	0,21	0,16	0,12	0,09	0,06
1,8	0,33	0,33	0,31	0,28	0,25	0,22	0,18	0,15	0,12	0,09	0,07
2,2	0,25	0,24	0,23	0,22	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,09	0,07
2,6	0,18	0,18	0,18	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,08	0,07
3	0,15	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,06
3,5	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06
4	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05
5	0,06	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04
6	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03

Вона використовується також при кільцевих фундаментах. Коефіцієнт впливу в цьому випадку визначається як різниця табличних коефіцієнтів для двох круглих фундаментів із відповідними радіусами a_1 та a_2 .

6.4 Напруження від смугового рівномірно розподіленого навантаження (плоска задача)

Рішення для цього практично важливого випадку виходить аналогічно розглянутому, із уведенням елементарної зосередженої сили $dF_v = p d\xi$, яка замінює розподілене навантаження на нескінченно малій ділянці $d\xi$, взятому на відстані ξ від початку координат (рис. 6.10). Далі використовується формула (6.8) із інтеграцією від $-a$ до a . Наприклад, для вертикальної напруги $d\sigma_z$ у точці M із координатами (x, z) від навантаження dF_v маємо:

$$d\sigma_z = \frac{2}{\pi} \frac{p z^3 d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}}. \quad (6.15)$$

Тоді загальна напруга в точці M дорівнює:

$$\sigma_z = \frac{2p z^3}{\pi} \int_{-a}^a \frac{d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}}. \quad (6.16)$$

Після інтегрування результат подається у вигляді (6.13), де коефіцієнти впливу залежатимуть тільки від координат певної точки,

виражених у безрозмірній формі x/b та z/b :

$$\sigma_z = k_z(x/b, z/b) \cdot p. \quad (6.17)$$

Наочне уявлення про характер розподілу напружень дають їхні ізолінії, тобто криві, що з'єднують точки із однаковими напругами.

На рисунку 6.11 зображені ізолінії напружень σ_z , σ_x , τ_{xz} плоскої задачі від розподіленого навантаження в безрозмірних координатах x/b , z/b . Значення напруг вказані в частках від навантаження p . Як видно з рисунку, ізолінія $\sigma_z = 0,1p$ охоплює зону шириною $\approx 4b$ і глибиною $6b$, тобто витягнута в глибину. Напряга зменшується з глибиною повільніше, ніж у просторовій задачі. Для останньої при квадратному майданчику ізолінія $\sigma_z = 0,1p$ захоплює глибину всього близько $2b$, що є наслідком більш інтенсивного розсіювання напружень у всіх трьох напрямках. Маючи ізолінії по будь-якому горизонтальному або вертикальному перетину, можна побудувати графік зміни напруг в плані та по глибині. На рисунку 6.11, а справа побудована епюра напруг σ_z по глибині при $x=0$, тобто по вісі симетрії. Відзначимо, що її можна отримати також за попереднім рішенням з використанням останнього стовпчика таблиці 6.1, так як при $l/b \geq 10$ вже приблизно виконуються умови плоскої задачі.

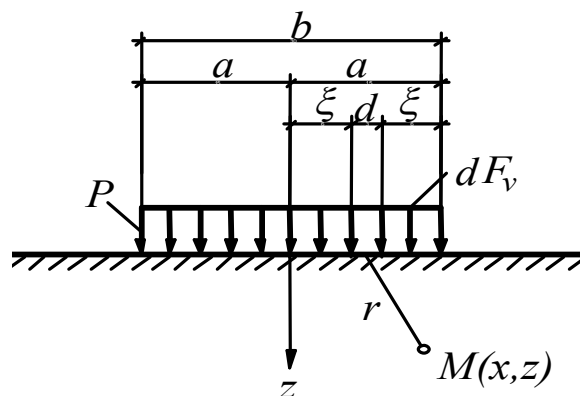


Рисунок 6.10 – Схема дії смугового навантаження

Ізолінії горизонтальних напруг σ_x (розпорів, рис. 6.11, б), поширюючись на ту саму ширину, що ізолінії σ_z , у глибину захоплюють

набагато меншу зону: ізолінія $\sigma_x = 0,1p$ проходить на глибині до $1,5b$. Ізолінії мають розпластану, сідлоподібну форму.

Ізолінії дотичних напружень (рис. 6.11, в) мають вигляд еліпсів, що поширюються від країв смуги; ізолініями $0,1p$ вони захоплюють зону $\sim 3b$ завширшки та $2b$ у глибину.

Повернемося до розгляду напружень у точках під серединою завантаженої смуги. Із симетрії зрозуміло, що в цих точках $\tau_{zx} = 0$, так що напруги σ_z та σ_x – головні, до того ж $\sigma_z = \sigma_1 > \sigma_x = \sigma_3$.

Установлено, що для довільної точки основи головні напруження дає така формула (рішення Мітчела):

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta), \quad (6.18)$$

де 2β – кут, під яким із певної точки видно краї завантаженої смуги (кут видимості).

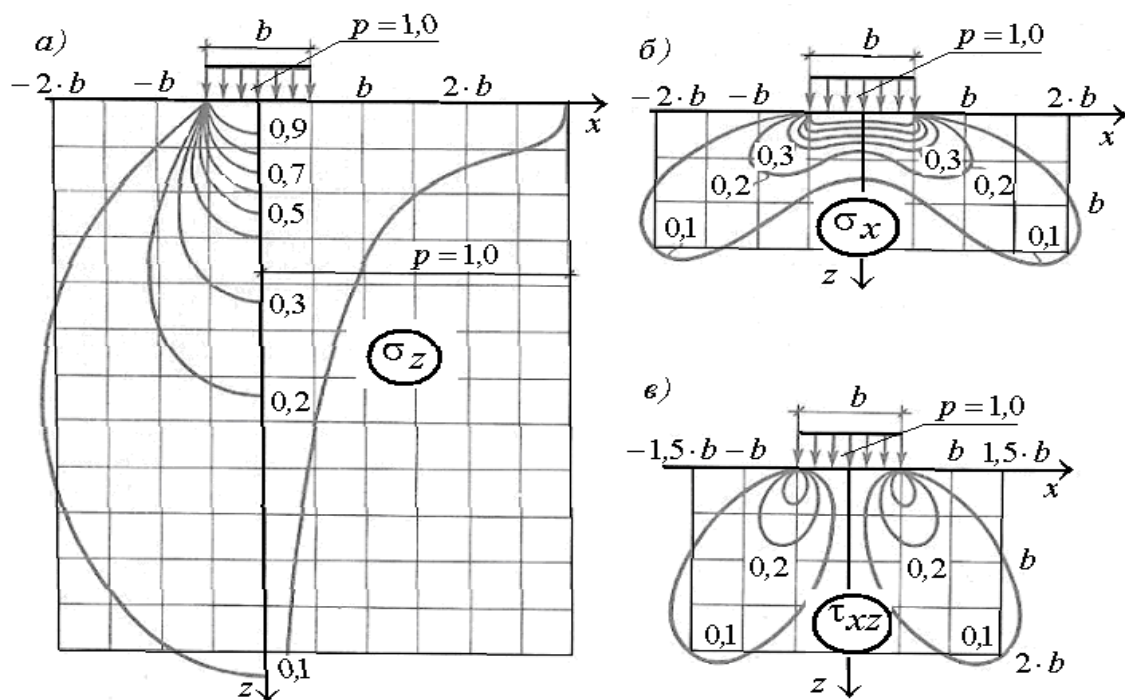


Рисунок 6.11 – Ізолінії напруг від смугового навантаження:

$a - \sigma_z$; $b - \sigma_x$; $c - \tau_{xz}$

Більша головна напруга σ_1 спрямована вздовж бісектриси кута видимості, σ_2 – нормально до нього. Із (6.18) безпосередньо вбачається обрис ізоліній головних напруг:

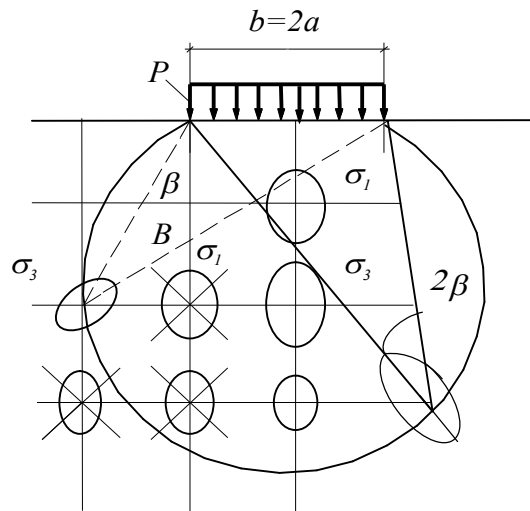


Рисунок 6.12 – Головні напруги за смугового навантаження

це окружності з центром на вісі симетрії, що проходять через певну точку і краї смуги. Кут видимості в усіх точках кола зберігає своє значення, оскільки спирається на одну і ту саму дугу (або хорду – завантажену смугу). Відповідно для будь-якої точки основи можна побудувати еліпси з півосями, що дорівнюють головним напругам, що характеризують напружений стан усієї півплощини (рис. 6.12).

6.5 Про інші рішення й врахування впливу різних чинників на НДС ґрунтового масиву

Іноді необхідно визначити напружений стан основи під час дії навантажень, розподілених у більш складний спосіб – криволінійним або по трапеції. Криволінійні епюри зазвичай замінюють статично еквівалентними трапецеїдальними, а останні представляють сумою навантажень, розподілених рівномірно і по закону трикутника. Для трикутного навантаження є рішення як плоскої, так і просторової задач.

Використовуються також рішення для горизонтальних зосередженого і розподіленого навантажень, зосередженого навантаження, що діє всередині півпростору та ін. Формули і таблиці для них можна знайти в книгах М. О. Цитовича, В. А. Флоріна, а також у довідковій літературі.

Наведені тут рішення знаходять найбільше застосування в розрахунках основ. Крім того, вони допомагають усвідомити умови взаємодії основ і споруд, сусідніх фундаментів і споруд. Покажемо це на прикладі впливу форми і розміру підшви фундаменту на характер розсіювання напружень із глибиною.

На рисунку 6.13 подані три епюри напруг, побудовані в безрозмірних координатах $\left(\frac{2z}{b}; \frac{\sigma_z}{p}\right)$ для основи під різними фундаментами з тиском p по підшві. Видно, що найбільш інтенсивне затухання напруг відбувається для окремого квадратного фундаменту в умовах просторової задачі. Порівняння епюр 2 і 3 показує, що збільшення ширини призводить до більш повільного згасання напруг. Ще більш наочно цей ефект виявляється за допомогою ізоліній (ізобар) напружень (рис. 6.14).

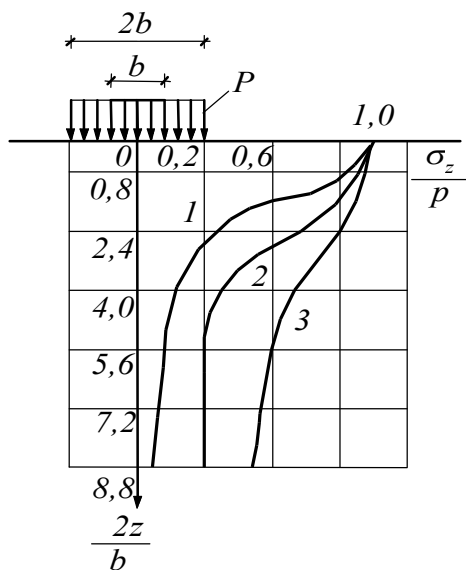


Рисунок 6.13 – Епюри безрозмірних стискаючих напруг σ_z/p :
 1 – квадратний фундамент $b=l$; 2 – стрічковий фундамент шириною b ;
 3 – те ж, шириною $2b$

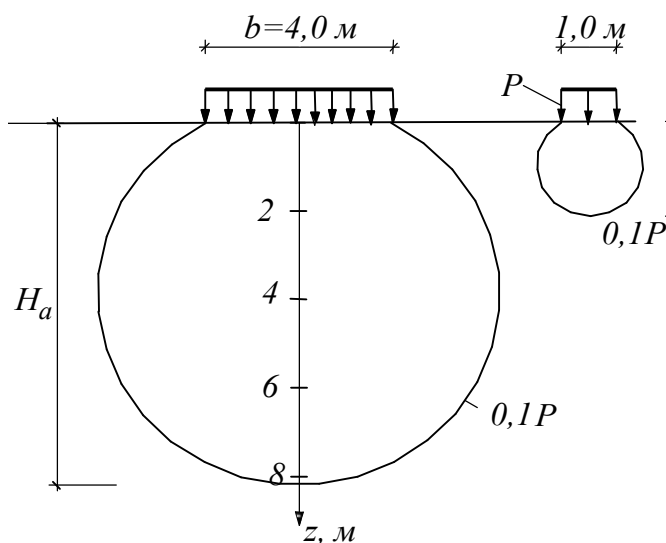


Рисунок 6.14 – Активна зона основи під квадратними фундаментами різних розмірів

Вважаючи, що активна зона основи H_a обмежена ізобарою $0,1p$, бачимо, що для квадратного фундаменту з шириною підосви $b = 4 \text{ м}$ $H_a \approx 8 \text{ м}$, тоді як для фундаменту з $b = 1 \text{ м}$ вона складає всього 2 м.

Усі розглянуті рішення отримані для однорідного ізотропного середовища. Ґрунтові основи найчастіше неоднорідні й анізотропні, до того ж найхарактернішим (хоча не єдиним) типом неоднорідності є шаруватість.

Проте дослідження і практика розрахунків довели, що якщо ґрунти за своїми характеристиками деформацій відрізняються не більше, ніж у 1,5 – 2 рази, то можна користуватися наведеними вище рішеннями для однорідного середовища.

Якщо ж різниця більше, урахування його стає необхідним. Тут варто виділити два випадки:

1) шар, що стискається, на глибині h підстиляється практично нестисливим ґрунтом (скельні, півскельні породи, тверда глина та ін.);

2) несучий шар підстиляється значно слабшим ґрунтом, що дуже стискається.

Зазначені два випадки і відповідні ефекти збільшення (концентрації) напруги у верхньому шарі для першого випадку й зниження напруги для другого порівняно з випадком однорідної основи ілюструється на рисунку 6.15 (умови плоскої задачі).

Розглядаючи суцільні криві (перший випадок), бачимо, що ступінь концентрації напруг дуже залежить від потужності шару, що стискається, або глибини до покрівлі нестисливого шару. Якщо $h = b/2$, тобто коли потужність шару, що стискається, дорівнює півширині фундаменту, стискаючі напруги по глибині взагалі не зменшуються.

Число пружних характеристик у найзагальнішому випадку анізотропного середовища дорівнює 21. При ортотропному середовищі, коли існують наявні три взаємно-ортогональні площини пружної симетрії, виділяються дев'ять незалежних констант пружності.

Найпростішим є випадок трансверсальної анізотропії (транстропість), коли з будь-якого напрямку в одній площині властивості однакові, але відрізняються від властивостей у напрямку, нормальному до неї. Цей випадок, коли однаковість має місце для площини нашарування, найчастіше застосовується до шаруватих ґрунтів. Тоді незалежних характеристик залишається п'ять.

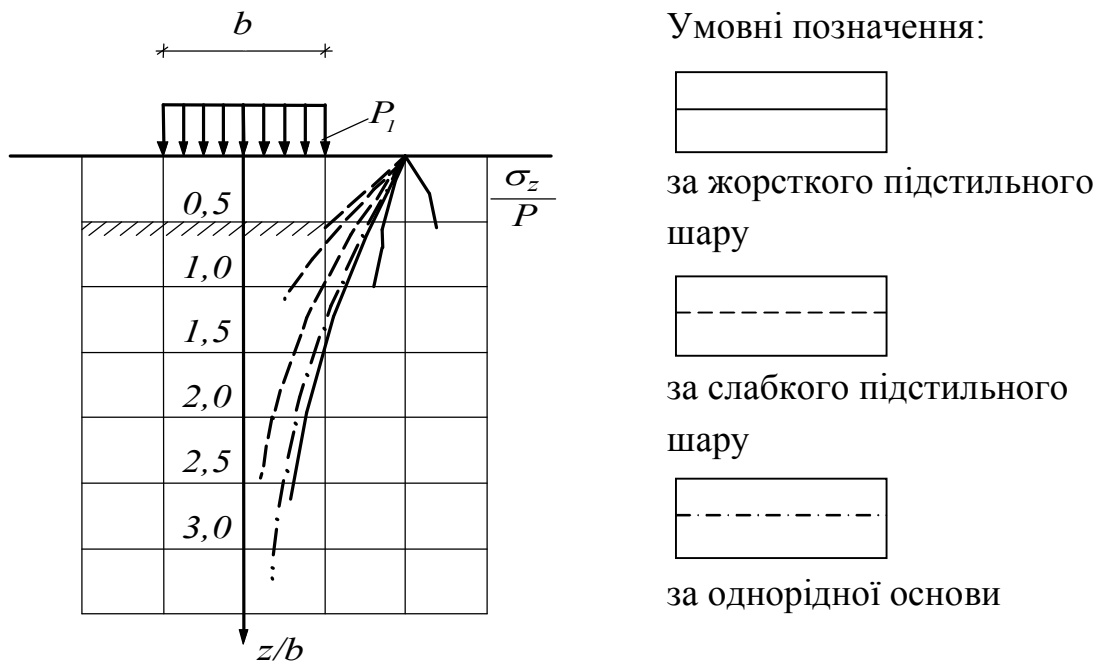


Рисунок 6.15 – Характер концентрації та перерозподілу концентрації напруг за наявності підстильного шару на глибинах $z/b = 0,5; 1, 2,5$

Певне уявлення про ефект урахування анізотропії порівняно з ізотропним ґрунтом дають спрощені рішення, у яких враховувалася анізотропія тільки за модулем деформації. По ним отримано для вертикальних стискаючих напруг від зосередженого навантаження:

а) в умовах просторової задачі:

$$\sigma_{z(a)} = \frac{F_v z^3}{\pi R^5} \frac{1+K+K^3}{K(1+K)}, \quad (6.19)$$

б) в умовах плоскої задачі: $\sigma_{z(a)} = \frac{\sigma_z}{K}, \quad (6.20)$

де $K = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}}$ – характеристика анізотропії за модулем деформації; σ_z – напруга за (6.8).

Із (6.19, 6.20) видно, що якщо $E_z > E_x$ і модуль деформації в напрямку дії сили більше, ніж у перпендикулярному напрямку, то буде відбуватися концентрація напруги; при зворотному співвідношенні – зменшення напруги.

Якщо $E_z = E_x$ $K = 1$, то наведені співвідношення відповідають ізотропному ґрунту.

6.6 Розподіл напружень від власної ваги ґрунту

Власна вага ґрунту має фізичний зміст об'ємної сили, тому під його дією в ґрунтовій основі обов'язково виникають поля напружень і переміщень. Під час визначення напруг від власної ваги ґрунту вважають, що завантажена область в плані має необмежені розміри. Іншими словами, у цьому випадку основа знаходиться *в умовах компресійного стиску*. Дотичні напруження дорівнюють нулю, тобто горизонтальні й вертикальні майданчики є головними.

При горизонтальній поверхні ґрунту стискаючі напруги від ваги ґрунту збільшуються з глибиною z та є рівними:

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma_z dz; \quad \sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z, \quad (6.21)$$

де γ_z – питома вага ґрунту на глибині z ; ξ – коефіцієнт бокового тиску.

При постійній, що не змінюється з глибиною питомій вазі $\gamma = \text{const}$ вертикальна напруга (6.21) дорівнює:

$$\sigma_z = \gamma z. \quad (6.22)$$

Значення коефіцієнту бокового тиску ξ для стану спокою було встановлено раніше (див. 6.18), але взагалі він може змінюватися в залежності від різних природних і техногенних факторів. За деяких умов у зв'язку з тектонічними рухами ділянок земної кори, знесенням шарів при денудації, впливами при ущільненні може виявитися $\xi > 1$. Визначати природний напружений стан експериментально дуже складно, тому часто приймають, особливо для пластичних глинистих ґрунтів, $\xi = 1$.

Основне значення під час розрахунку основ мають напруги σ_z за (6.22). Із цієї формули зрозуміло, що для шаруватої основи епюра природних тисків буде представлена ламаною прямою з точками зламу на межах шарів (рис. 6.15, а). Наприклад, для покрівлі третього шару напруги дорівнюють:

$$\sigma_z = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2.$$

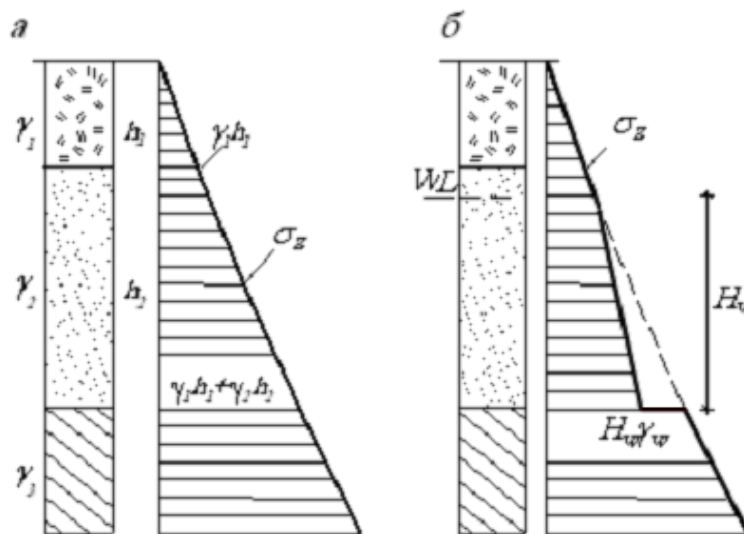


Рисунок 6.15 – Епюри природних напруг σ_z у шаруватій основі:
 а – підземні води в межах розрізу відсутні; б – з урахуванням WL та упору для води

Рівень підземних вод також відіграє роль межі шару (рис. 6.15, б), оскільки нижче його варто враховувати в водоносному шарі зважену дію води і вводити в розрахунок значення γ_{sb} , що визначається за формулою:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (6.23)$$

На покрівлі упору для води має місце стрибок в епюрі величиною $H_w \gamma_w$, де H_w – висота стовпа води над упором.

6.7 Визначення контактних напруг

Напруги, що виникають під час взаємодії фундаментів та інших підземних конструкцій з ґрунтами, називаються *контактними*. Урахування дійсних їх значень особливо важливо під час розрахунку міцності самих конструкцій. Характер розподілу контактних напружень залежить від форми, розмірів, жорсткості фундаменту й здатності до деформації ґрунту.

За здатністю до деформацій розрізняють:

1) абсолютно гнучкі споруди, коли вони вільно йдуть за деформацією основи, насипу (рис. 6.3);

2) абсолютно жорсткі споруди, коли споруда або фундамент практично не деформуються (масивні фундаменти, димові труби та ін.);

3) споруди (фундаменти) кінцевої жорсткості, що деформуються спільно з основою, що викликає перерозподіл контактних напруг.

За умовами роботи більшість як фундаментів, так і споруд належить до третьої групи.

Розгляд взаємодії конструкції (зокрема фундаменту) з основою охоплює три етапи з вибором на кожному відповідно:

- моделі (розрахункової схеми) конструкції;
- моделі основи;
- методу рішення.

На першому етапі встановлюють тип і умови роботи конструкції: абсолютно жорстка або кінцевої гнучкості; працює в умовах плоскої або просторової задачі.

На розподіл контактних напруг сильно впливає жорсткість фундаментів. Для її визначення наразі використовуються так звані показники гнучкості, які визначають залежно від розрахункової схеми фундаменту.

Для фундаментів *балочного типу* показник гнучкості варто визначати за формулою:

$$t = 10 \frac{E l^3}{E_{\kappa} h^3}, \quad (6.24)$$

де E та E_{κ} – модулі деформації ґрунту й матеріалу конструкції відповідно;

l та h – довжина і товщина (висота) конструкції.

Якщо $t \leq 1$, то конструкція (фундамент) вважається абсолютно жорсткою; якщо $t > 10$, то фундамент вважають абсолютно гнучким; нарешті, якщо $1 \leq t \leq 10$, то кажуть, що фундамент має кінцеву жорсткість.

Для *плитних фундаментів* показник гнучкості варто визначати за формулою:

$$t = \frac{\pi}{8} \cdot \frac{E_o \cdot b \cdot a^2}{(1 - \nu_o^2) \cdot D}, \quad (6.25)$$

де $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$ – циліндрична жорсткість плити;

E та ν – відповідно модуль деформації і коефіцієнт Пуасона матеріалу плитного фундаменту;

E_o та ν_o – те саме, основи;

b – ширина підшви фундаменту;

a – її довжина;

h – товщина плити.

Якщо $t \leq \frac{4}{\alpha}$, то фундамент вважають абсолютно жорстким, а якщо $t > \frac{4}{\alpha}$, то фундамент вважають гнучким. Тут $\alpha = \frac{a}{b}$ – відношення сторін плитного фундаменту.

Умови плоскої деформації можна вважати, що приблизно виконуються, за довжини опорної площі конструкції, що перевищує її ширину більш ніж у 3 рази, до того ж окремі виділені смуги повинні працювати в однакових умовах.

Найбільш простою моделлю основи, яка застосовується в розрахунках різноманітних конструкцій ще з XIX ст., є модель місцевих пружних деформацій Фусса-Вінклера, згідно з якою реактивна напруга в кожній точці поверхні контакту прямо пропорційна осіданню тієї самої точки:

$$p(x) = K_n \cdot W(x), \quad (6.26)$$

де K_n – коефіцієнт пропорційності, який часто називають коефіцієнтом постелі, що вимірюється в кПа/м;

Слово «місцевих» у назві моделі вказує на те, що в ній враховуються осідання тільки під опорною площею; поза її деформації відсутні, основа, яка моделюється таким чином, не має розподільної здатності – її можна представити сукупністю вертикальних, не пов'язаних одна з одною пружин.

У XX ст. була розроблена модель загальних пружних деформацій, у якій зв'язок навантаження з переміщеннями точок поверхні основи встановлювався за рішеннями теорії пружності. Наприклад, осідання будь-якої точки поверхні пружного півпростору від зосередженого

навантаження (задача Буссінеска) дорівнює:

$$W_{(x,y)} = \frac{F_v(1-\nu^2)}{\pi E r} = \frac{F_v}{\pi C r}. \quad (6.27)$$

В умовах плоскої задачі маємо:

$$W_{(x)} = \frac{F_v}{\pi C} \ln(x - \xi) + D, \quad (6.28)$$

де $C = \frac{E}{1-\nu^2}$ – коефіцієнт жорсткості основи; ξ – координата точки прикладання погонного навантаження для плоскої задачі; D – постійна інтегрування.

При визначенні прогинів поверхні від дії розподілених навантажень вираження (6.27, 6.28) інтегруються за площею завантаження.

Модель загальних пружних деформацій враховує прогини (осідання) поверхні і за межами опорної площі.

Розроблені та застосовуються різні варіанти обох моделей: із двома коефіцієнтами постелі; коефіцієнтами, що змінюються з глибиною; пружного шару, що підстиляється жорстким та ін.

Методи розв'язання контактних задач для конструкцій кінцевої жорсткості за всієї їхньої різноманітності засновані на інтегруванні диференціального рівняння зігнутої вісі балки (або серединної площини плити) з урахуванням зв'язків навантаження та прогину по (6.26 – 6.28) і граничних умов. Установлено, що використання моделі Фусса-Вінклера дає добрий збіг з дійсністю при сильностисливих ґрунтах ($E \leq 5 \text{ МПа}$), лесових посадочних ґрунтах за наявності підстильних скельних порід.

Модель загальних пружних деформацій дає кращі результати за достатньо щільних ґрунтів основи та за не дуже великих опорних майданчиках.

Для абсолютно жорстких фундаментів розподіл контактних напружень можна отримати, використовуючи співвідношення (6.27, 6.28) з урахуванням сталості вертикального переміщення будь-якої точки підшви завантаженого фундаменту. Для фундаменту з підшвою будь-якої форми площею A маємо:

- за межами завантаженої площі $p(\xi, \eta) = 0$;
- у межах підшви (6.29)

$$\frac{1}{\pi C} \iint_A \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} = W = const. \quad (6.29)$$

Одночасно повинна виконуватися умова рівноваги:

$$\iint_A p(\xi, \eta) d\xi d\eta = A p_{cp} = F_v, \quad (6.30)$$

де p_{cp} – середній тиск.

Розподіл контактних напруг, що задовольняє умовам (6.29, 6.30), для фундаменту з круглою підшвою радіусу a здійснюється за формулою:

$$p(r) = \frac{P_{cp}}{2\sqrt{1 - (r/a)^2}}, \quad (6.31)$$

де r – відстань від центру підшви до точки, у якій визначається контактне напруження.

Аналогічно для плоскої задачі для фундаменту шириною підшви $2a$ при використанні (6.25) і умов, аналогічних (6.26, 6.27), отримуємо:

$$p(x) = \frac{2 p_{cp}}{\pi \sqrt{1 - (x/a)^2}}. \quad (6.32)$$

Зауважимо, що в середній точці підшви по осі симетрії $p = 0,5 p_{cp}$ для просторової і $p = \frac{2}{\pi} p_{cp} = 0,64 p_{cp}$ для плоскої задачі.

Із (6.31, 6.32) видно, що теоретично епюра контактних напружень жорстких фундаментів характеризується нескінченно великими напруженнями по краях підшви (рис. 6.16, а).

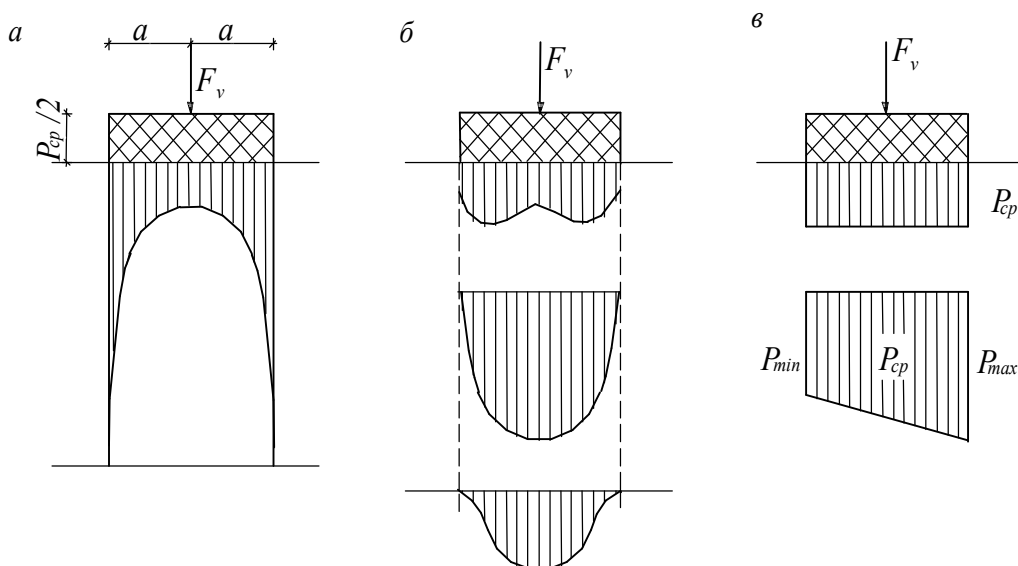


Рисунок 6.16 – Епюри контактних напружень для жорстких фундаментів:
 a – теоретична по ТЛДС; b – експериментальні;
 c – розрахункові

Насправді такі напруги не можуть реалізуватися через обмежену міцність ґрунту; у разі її досягнення відбудуться зрушення – пластичні деформації в ґрунті. Контактні напруги за такої умови знизяться і епюра набуде сідлоподібної форми (рис. 6.16, b). На незв'язних ґрунтах у разі подальшого зростання навантаження епюра може набути параболічної і, навіть, форми подібної до дзвоника.

Із огляду на складність епюр контактних напружень, під час розрахунків напруженого стану основ і визначенні загальних розмірів фундаментів використовуються статично еквівалентні прямокутні при центральному і трапецеїдальні при позацентровому навантаженні епюри контактних напружень (рис. 6.16, c).

ГЛАВА 7 ДЕФОРМАЦІЯ ҐРУНТІВ І РОЗРАХУНОК ОСІДАНЬ ОСНОВ

7.1 Основні положення

Під дією навантаження від споруди в ґрунтовій основі розвиваються пружні і пластичні деформації, які обумовлюють вертикальні й горизонтальні переміщення фундаментів, різницю осадок сусідніх фундаментів або крен будівлі (споруди). За значного, і особливо, за нерівномірного розвитку деформацій під спорудою, у конструкціях будівлі (споруди) виникає перерозподіл зусиль. Цей фактор ускладнює нормальну експлуатацію споруди і може призвести до її часткового або повного руйнування.

Для жорстких фундаментів осідання, рівномірне або нерівномірне (крен), – єдина форма деформованого стану основи. Для гнучких фундаментів і складних фундаментних систем нерівномірні осідання можуть призвести до різноманітних форм деформованого стану конструкцій – прогинам, вигинам, перегинам, скручуванням. У будь-якому з цих випадків необхідно визначати осідання всього фундаменту або осідання в окремих його точках. Звідси впливає важливість розрахунків осідань основ.

Розрахунок основ будівель і споруд за деформаціями полягає в обмеженні деформацій основ такими величинами, які забезпечують нормальну експлуатацію інженерних споруд. Чинний нині нормативний документ ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» вимагає при проектуванні фундаментів обов'язкового виконання умови:

$$S \leq S_u, \quad (7.1)$$

де S – спільна деформація основи і споруди, обумовлена розрахунком; S_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди, що регламентуються.

7.1.1 Основні складові осідання основ фундаментів

За Б. І. Далматовим, осідання кожного фундаменту може складатися з суми таких складових:

$$S = S_{\text{ущільнення}} + S_{\text{розуцільнення}} + S_{\text{вин}} + S_{\text{розструктурування}} + S_{\text{експл}} \quad (7.2)$$

де $S_{\text{ущ}}$ – осідання в результаті розвитку пружних і залишкових деформацій ущільнення ґрунтів непорушеної структури у разі збільшення напруг в основі внаслідок навантаження розглянутого фундаменту, а також сусідніх фундаментів і площ; $S_{\text{розуц}}$ – осідання, пов'язане із зменшенням щільності верхніх шарів ґрунту, що залягають безпосередньо нижче дна котловану, через зменшення в них напружень під час його розроблення та зняття гідростатичного тиску; $S_{\text{вин}}$ – осідання в результаті видавлювання (випирання) ґрунту з-під фундаменту в боки і вгору у разі розвитку зон пластичних деформацій; $S_{\text{розструкт}}$ – осідання порушеної структури ґрунтів основи, що розвивається внаслідок збільшення стисливості ґрунтів у разі порушення їхньої природної структури під час виконання робіт; $S_{\text{експл}}$ – осідання, обумовлене змінами напруженого стану або деформації ґрунту основи в період експлуатації будівлі або споруди.

Як правило, кожне з доданків обумовлює нерівномірності осідання фундаментів. Ці нерівномірності, переважно, залежать від двох основних причин: *неоднорідного напруженого стану ґрунтів в основі споруди й нерівномірної стисливості ґрунтів в основі під завантаженою площею*. Водночас нерівномірність піддатливості основи – неоднорідність основи оцінюється ступенем мінливості стисливості ґрунтів, що її складають.

Причини виникнення складових осідань і процеси, що відбуваються в ґрунтах, можна сформулювати у вигляді таблиці (табл. 7.1).

В основі фундаментів у разі підвищення тисків розвиваються деформації: пружні (оборотні) і залишкові (необоротні). Б. І. Далматов розрізняє пружні деформації як спотворення форми й зміни об'єму, а залишкові – ущільнення, пластичні, просадки і набухання.

Осідання фундаменту є зовнішнім проявом пружних і залишкових деформацій, а його величина складається із суми осідань у наслідок пружного деформування S_y і незворотного ущільнення ґрунтів основи S_o :

$$S = S_y + S_o \quad (7.3)$$

За Ю. Ф. Тугаєнком, величина пружної частини осідання у загальному вигляді може бути виражена такою залежністю:

$$S_y = f(p, H_{a,y}, E_y), \quad (7.4)$$

де p – тиск по підшві фундаменту; $H_{a,y}$ – глибина зони пружних деформацій; E_y – модуль пружності ґрунту.

У ґрунтах основ, ущільнених навантаженням, що передається підшвою фундаменту, пружна частина деформацій складається з двох складових: *миттєво-пружна* і *в'язко-пружна*.

Повну величину залишкового (незворотного) осідання у межах призми під площею підшви фундаменту висотою, дорівнює глибині зони деформації, складають деформації ущільнення і бічного розширення.

Величина залишкового осідання залежить від низки параметрів і в загальному вигляді може бути виражена такою функціональною залежністю:

$$S_o = f(p; p_{str}; H_{a,o}; \varepsilon_n \text{ или } E_n; \nu), \quad (7.5)$$

де p – тиск по підшві фундаменту; p_{str} – структурна міцність ґрунту; $H_{a,o}$ – глибина зони залишкових деформацій; ε_n та E_n – відносна деформація ущільнення та модуль ущільнення – показники стисливості; ν – коефіцієнт бокового розширення.

7.1.2 Деформації будівель і споруд унаслідок нерівномірних осідань їх основ як результат процесів, що відбуваються в ґрунтах основ

Деформації основи залежно від причини виникнення поділяють на:

- деформації ґрунтів основи від власної ваги внаслідок зміни фізичного стану або інших чинників (просадки, набухання, осідання та ін.);
- деформації від зовнішнього впливу, який передається на основу через підшву фундаменту.

Наведемо основні види деформацій будівель (за А. І. Поліщуком). У таблиці 7.2 показані характерні деформації будівлі у разі зміни ґрунтових умов майданчиків, у таблиці 7.3 – характерні деформації будівлі залежно від умов їхнього будівництва та експлуатації.

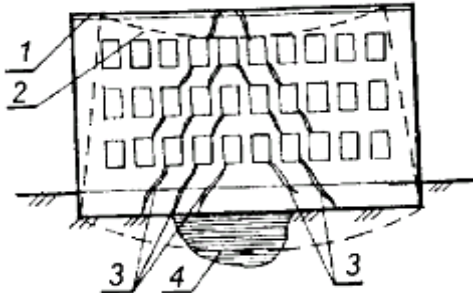
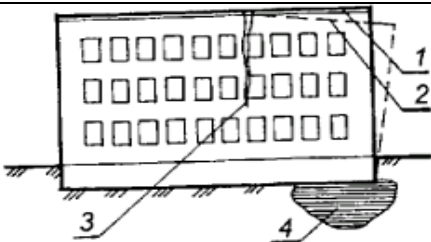
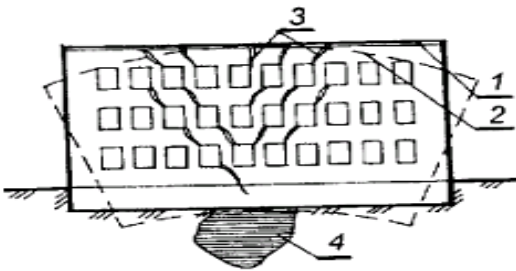
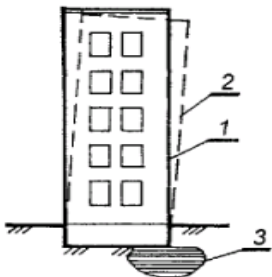
Таблиця 7.1 – Причини виникнення складових осідань та процеси, що відбуваються в ґрунтах

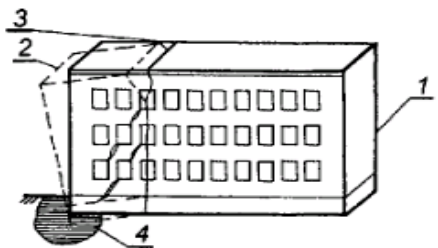
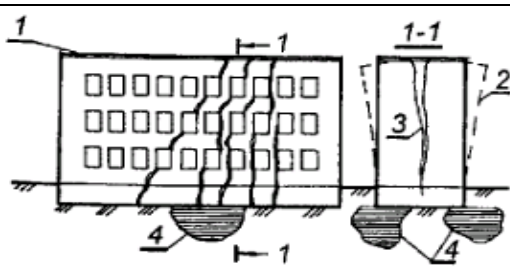
Назва доданка загального осідання	Причини розвитку нерівномірного осідання доданка загального осідання	Процеси, що відбуваються в ґрунтах
1	2	3
Осідання в результаті розвитку пружних і залишкових деформацій ущільнення ґрунтів непорушеної структури у разі збільшення напруг в основі внаслідок навантаження розглянутого фундаменту, а також сусідніх фундаментів і площ $S_{\text{ущільнення}}$.	<p>1. Неоднорідність основи:</p> <ul style="list-style-type: none"> – виклинцювання шарів; – лінзоподібне залягання різних ґрунтів; – неоднакова товщина шарів; – відмінність в щільності складання ґрунту (неоднорідність самого ґрунту); – використання шарів різних ґрунтів під окремими частинами споруди; – неодночасна консолідація ґрунтів в основі під різними частинами споруди. <p>2. Неоднорідність напруженого стану ґрунтів в основі:</p> <ul style="list-style-type: none"> – неоднакове завантаження фундаментів; – взаємний вплив завантаження сусідніх фундаментів; – неодночасне завантаження фундаментів 	Зменшення обсягу пор ґрунту (ущільнення), спотворення форми окремих частинок або агрегатів ґрунту (пружні деформації)
Осідання, пов'язане з зменшенням ущільнення верхніх шарів ґрунту, що залягають безпосередньо нижче дну котловану, через зменшення їхньої напруги під час його розроблення та зняття гідростатичного тиску $S_{\text{розущільнення}}$.	<p>1. Неоднакове зменшення ущільнення ґрунтів під центральною частиною котловану, ніж по його краях і в кутах через різницю напруг.</p> <p>2. Різна тривалість зменшення ущільнення ґрунтів основи під різними фундаментами.</p> <p>3. Неоднакове підняття дна котловану внаслідок неоднорідності й нерівномірності напруженого стану ґрунтів</p>	Пружні деформації спотворення форми; залишкові пластичні деформації випирання в сторону котловану (при глибоких котлованах)

1	2	3
Осідання в результаті видавлювання (випирання) через ґрунт з-під фундаменту в боки і вгору при розвитку зон пластичних деформацій $S_{вип.}$	<p>1. Неоднорідність основи:</p> <ul style="list-style-type: none"> – виклинцювання шарів; – лінзоподібне залягання різних ґрунтів; – неоднакова товщина шарів; – відмінність в щільності складання ґрунту (неоднорідність самого ґрунту); – використання шарів різних ґрунтів під окремими частинами споруди; – неодночасна консолідація ґрунтів під частинами споруди. <p>2. Неоднорідність напруженого стану ґрунтів в основі:</p> <ul style="list-style-type: none"> – неоднакове завантаження фундаментів; – взаємний вплив завантаження сусідніх фундаментів; – неодночасне завантаження фундаментів. <p>3. Неоднаковий опір ґрунту зрушенню в зонах пластичних деформацій</p>	Ущільнення ґрунтів по боках від зон зрушень
Осідання порушеної структури ґрунтів основи, що розвивається внаслідок збільшення стисливості ґрунтів у разі порушення їхньої природної структури під час виконання робіт $S_{розструктурування}$	<p>1. Метеорологічні впливи:</p> <ul style="list-style-type: none"> – промерзання – відтавання; – розм'якшення – набухання; – висихання – осідання. <p>2. Вплив підземних вод і газу:</p> <ul style="list-style-type: none"> – вплив гідростатичного тиску; – вплив гідродинамічного тиску; – явище механічної суфозії; – явище хімічної суфозії. <p>3. Динамічні впливи механізмів;</p>	<p>1. Зміна об'єму ґрунту.</p> <p>2. Порушення структури ґрунтів основи; винос частинок ґрунтів з основи; розчинення мінералів скелету ґрунту.</p> <p>3. Порушення структури ґрунтів основи.</p> <p>4. Порушення структури ґрунтів основи</p>

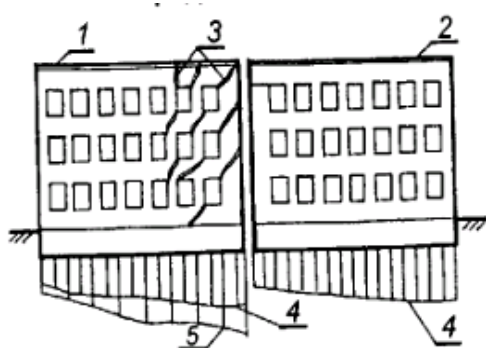
	<p>4. Помилки будівельників:</p> <ul style="list-style-type: none"> — перебір ґрунту; — неякісна зворотна засипка ґрунту; — викопування глибоких котлованів близько раніше зведених фундаментів, що мають меншу глибину закладання; — завчасне викопування котлованів; — затоплення котлованів виробничими водами 	
Осідання, обумовлене змінами напруженого стану або деформації ґрунту основи в період експлуатації будівлі або споруди $S_{\text{експл}}$	<p>1. Ущільнення ґрунтів після початку експлуатації споруди:</p> <ul style="list-style-type: none"> — незакінчена фільтраційна консолідація і деформації повзучості ґрунтів; — поступове збільшення корисного навантаження до проектного; — збільшення навантаження понад проектного. <p>2. Зміна положення рівня підземних вод.</p> <p>3. Ослаблення ґрунтів основи підземними та копаними виробками.</p> <p>4. Динамічні впливи на ґрунти основи.</p> <p>5. Активність геодинамічних процесів: карст, зсуви, землетруси</p>	<p>1, 2, 3. Зменшення об'єму пір ґрунту.</p> <p>4. Зниження міцності ґрунтів унаслідок руйнування зв'язків між частинками, повне розрідження ґрунтів</p>

Таблиця 7.2 – Характерні деформації будівлі у разі зміни ґрунтових умов майданчиків

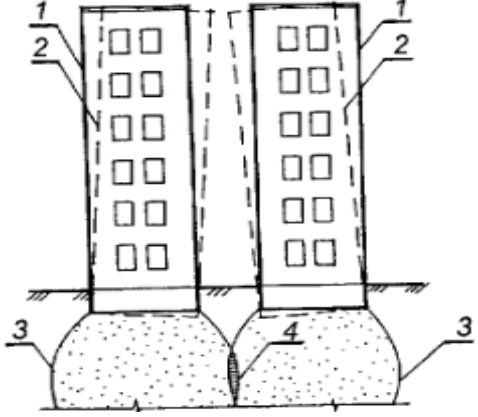
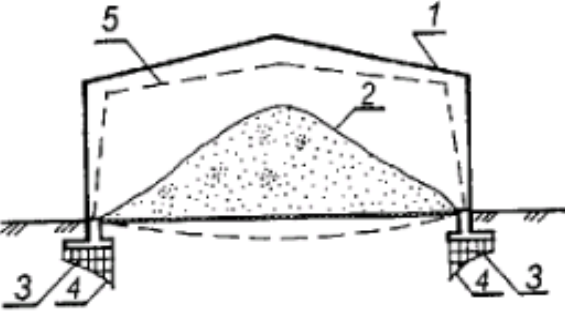
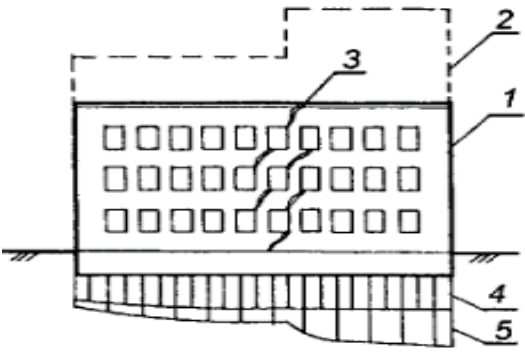
Характеристика деформацій будівель	Позначення
1	2
Деформації у вигляді прогину будівель за наявності в основі слабого ґрунту	
	<p>1, 2 – відповідно положення будівлі до та після деформації; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – слабкий ґрунт (лінза, ділянка додаткового замочування та ін.).</p>
Деформації у вигляді перекосу будівлі за наявності в основі малостисливого ґрунту	
	<p>1, 2 – відповідно положення будівлі до та після деформації; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – слабкий ґрунт (лінза, ділянка додаткового замочування).</p>
Деформації у вигляді вигину будівлі за наявності в основі малостисливого ґрунту	
	<p>1, 2 – відповідно положення будівлі до та після деформації; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – малостисливий ґрунт (сторонні малостисливі включення).</p>
Деформації у вигляді крену будівлі за наявності в основі слабого ґрунту	
	<p>1, 2 – відповідно положення будівлі до та після деформації; 3 – слабкий ґрунт (лінза, ділянка додаткового замочування уздовж однієї із стін будівлі та ін.)</p>

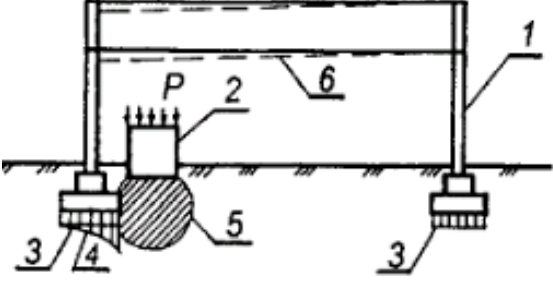
1	2
Деформації у вигляді скручування будівлі за аварійного замочування основи	
	<p>1, 2 – відповідно положення будівлі до та після деформації; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – аварійне замочування ґрунтів у кутовій частині будівлі</p>
Деформації у вигляді розлому будівлі за аварійного замочування основи	
	<p>1, 2 – відповідно положення будівлі до та після деформації; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – аварійне замочування ґрунтів на різних ділянках клаптику забудови будівлі</p>

Таблиця 7.3 – Характерні деформації будівлі залежно від умов їхнього будівництва та експлуатації

Характеристика деформацій будівель	Причина їхньої появи
1	2
Деформації у разі зведення будівель в кілька черг	
	<p>Неправильне конструктивне рішення фундаментів у місці примикання будівель. 1, 2 – відповідно будівлі першої і другої черг будівництва; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – епюра осідання фундаментів; 5 – епюра додаткових осідань фундаментів</p>

1	2
Деформації під час зведення нової будівлі поблизу існуючої	
	<p>Неправильне конструктивне рішення фундаментів у місці примикання будівель. 1 – новий будинок, що споруджується; 2 – існуюча будівля; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – епюра осідання фундаментів; 5 – епюра додаткових осідань фундаментів</p>
Деформації під час будівництва нового будинку на місці знесеного	
	<p>Відсутність ущільнення ґрунтів основи, яке передує будівництву. Відсутність конструктивних заходів, що підвищують жорсткість будівлі. Неправильне конструктивне рішення фундаментної частини будівлі. 1 – новий будинок; 2 – існуюча раніше стара будівля; 3 – місця появи розколин та розвиток пошкодження конструкцій; 4 – епюра осідання фундаментів нової будівлі; 5 – межа зони ущільненого ґрунту</p>
Деформації при ступінчастому фундаменті будівлі	
	<p>Неправильне конструктивне рішення фундаментної частини будівлі. Відсутність конструктивних заходів, що підвищують жорсткість будівлі. 1 – споруджений будинок; 2 – фундаментна частина будівлі; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4 – епюра осідання фундаментів</p>

1	2
<p align="center">Деформації у вигляді зустрічного нахилу під час будівництва суміжних висотних будівель</p>	
	<p>Неправильне конструктивне рішення фундаментної частини будівель. Мінімальна відстань світла між суміжними будівлями. 1 – проектне положення суміжних висотних будівель; 2 – стан будівель після їх нахилу (крен), викликаного взаємним впливом тисків від фундаментів; 3 – межі зони ущільненого ґрунту; 4 – зона додаткового ущільнення основи</p>
<p align="center">Деформації у разі перевантаження підлоги в складській будівлі сипучим матеріалом</p>	
	<p>Перевищення тимчасового тривало діючого навантаження допустимих значень. 1 – проектне положення будівлі; 2 – сипучий матеріал; 3, 4 – відповідно епюри осідання фундаментів до та після укладання сипучого матеріалу; 5 – положення будівлі після його деформації</p>
<p align="center">Деформації при надбудові додаткових поверхів над будівлею</p>	
	<p>Відсутність конструктивних заходів, що підвищують жорсткість будівлі. 1 – існуюча будівля; 2 – надбудова над існуючою будівлею; 3 – місця появи розколин та розвитку пошкодження конструкцій; 4, 5 – відповідно епюри осідання фундаментів до та після надбудови додаткових поверхів</p>

1	2
<i>Деформації під час улаштування фундаментів під важке обладнання</i>	
	<p><i>Перевищення допустимих значень тимчасового тривало діючого навантаження: 1 – будівля, що експлуатується; 2 – важке обладнання, що додатково встановлюється; 3 – епюри осідання фундаментів будівлі, що експлуатується; 4 – епюра осідання фундаментів будівлі після установки важкого обладнання; 5 – межа зони ущільненого ґрунту; 6 – положення будівлі після його деформації</i></p>

Розрахунок основ по деформаціям здебільшого здійснюють з урахуванням спільної роботи надземних конструкцій, яка характеризується такими факторами:

- абсолютним осіданням (підйомом) s основи кожного фундаменту;
- середньою s та максимальною s_{max} осадкою споруди;
- відносною нерівномірністю осідань (підйомів) двох фундаментів ($\Delta s/L$), тут L – відстань між фундаментами;
- креном фундаменту (споруди) i ;
- відносним прогином або вигином f/L , L – довжина ділянки вигину і прогину;
- кривизною згинальної ділянки споруди ρ ;
- відносним кутом прогину; закручуванням споруди θ ;
- горизонтальним переміщенням фундаменту споруди u .

Для того щоб правильно вибрати і застосувати методи посилення будівельних конструкцій та будівель у цілому, варто розрізняти дефекти і пошкодження в конструкціях, характерні для нерівномірних осідань (див. рис. 7.1). Це переважно прогин, вигин, закручування коробки будівлі, перекіс. Деформація вигину, прогину і перекосу часто викликана різними модулями деформацій ґрунтів під різними ділянками будівлі. У разі, якщо деформація будівлі має характер вигину, то розтягнута зона виникає на

рівні карнизів. Виникаючи тут тріщини розвиваються зверху вниз, а величина їхнього розкриття збільшується від низу до верху (див. рис. 7.1, *ж, к*). Деформація вигину неприємна тим, що розтягнута зона виникає там, де елементи, здатні сприйняти зусилля розтягування, відсутні. Що стосується фундаментів, то їхнє конструктивне рішення і надійність в умовах деформації вигину суттєвої ролі не мають, стрічкові фундаменти, які розташовані в площинах деформації вигину, включаються в роботу у разі значного розвитку деформацій. Ознакою нерівномірного осідання також можуть бути викривлення віконних коробок, наслідком чого може бути пошкодження скління. Цей дефект виникає в місці максимального вигину, але може проявитися на будь-якому рівні по висоті будівлі. Варто мати на увазі, що пошкодження скління може виявлятися і за інших видів деформацій будівель, зокрема у разі локальних деформацій стін або перемичок, не обумовлених нерівномірними осіданнями.

Тріщини в стінах цегляних будинків за їх нерівномірних осідань виникають зазвичай в ослаблених місцях, як правило, вони проходять через віконні й дверні прорізи. Найчастіше тріщини мають похилу орієнтацію, за нахилом завжди можна визначити місце, де осідання має максимальне значення і де з великою впевненістю варто шукати причину осідання – тріщина має нахил у бік ділянки з максимальним осіданням. Кут нахилу тріщини залежить від міцності цегляної кладки і конструктивного рішення стіни – ширини віконних прорізів і простінків між ними, а також від деформування ґрунтів основи. Чим нижче міцність кладки, чим менше ширина простінків та чим слабкіші ґрунти основи, тим менше кут нахилу тріщини.

Для деформації вигину характерні тріщини, що нахилиються в одну сторону або в різні боки в торцях будівлі. Розташування тріщин по стінах залежить від конфігурації ділянки максимальних осідань у плані. При деформації вигину тріщини або повторюються (із деяким зміщенням у плані) у паралельних стінах, або виникають у найближчій торцевій стіні. В умовах «чистого» вигину в будівлі, розглянутої на схемі, тріщини в поперечних самонесучих стінах можуть бути відсутніми. Якщо ж такі тріщини виявлені, то вони можуть бути наслідком складної деформації закручування або наявністю місцевих (локальних) прогинів стін. Локальна деформація вигину в одній стіні можлива у разі виникнення тріщин на стику її з поперечними самонесучими стінами. Ще одна закономірність

виникнення тріщин у поздовжніх несучих стінах при існуванні міжповерхових перекриттів зі збірного залізобетону – вони проходять у місцях, де стикаються плити перекриття або біля стиків. Варто зазначити, що деформація вигину виникає, якщо максимальне осідання спостерігається під одним або двома торцями будівлі.

Характерними особливостями деформації прогину є (рис. 7.1 *e, i*):

- ділянка максимальних осідань знаходиться далеко від торців будівлі;
- виникнення осадових тріщин відбувається за схемою знизу вгору;
- тріщини в зовнішніх і внутрішніх стінах мають нахил до центру будівлі (назустріч один одному). В іншому ознаки осадової деформації стін і перекриттів ті ж самі, що і за деформації вигину.

Зазвичай прогин будівлі менш небезпечний, ніж вигин. Під час прогину будівля практично ніколи не втрачає загального зв'язку й не розламується, але у ній з'являються небезпечні окремі блоки. Разом із тим у практиці експлуатації будівель (особливо старих цегляних) частіше спостерігається вигин. Це пояснюється перевантаженням поздовжніх стін важкими (часто глухими) стінами. Улаштування в будівлях арокних проїздів ще більше сприяє цьому явищу.

Наслідком нерівномірного осідання будинку може бути складна деформація закручування, коли ділянки максимальних осідань розташовані в плані будівлі по діагоналі один до одного. Для деформації закручування характерно виникнення осадових тріщин як у несучих, так і в самонесучих стінах. Особливо небезпечний цей вид деформації для панельних і каркасно-панельних будинків. Складні деформації можуть виникати в будівлях великої довжини, а також у будівлях зі складною конфігурацією або складених із блоків різної поверховості.

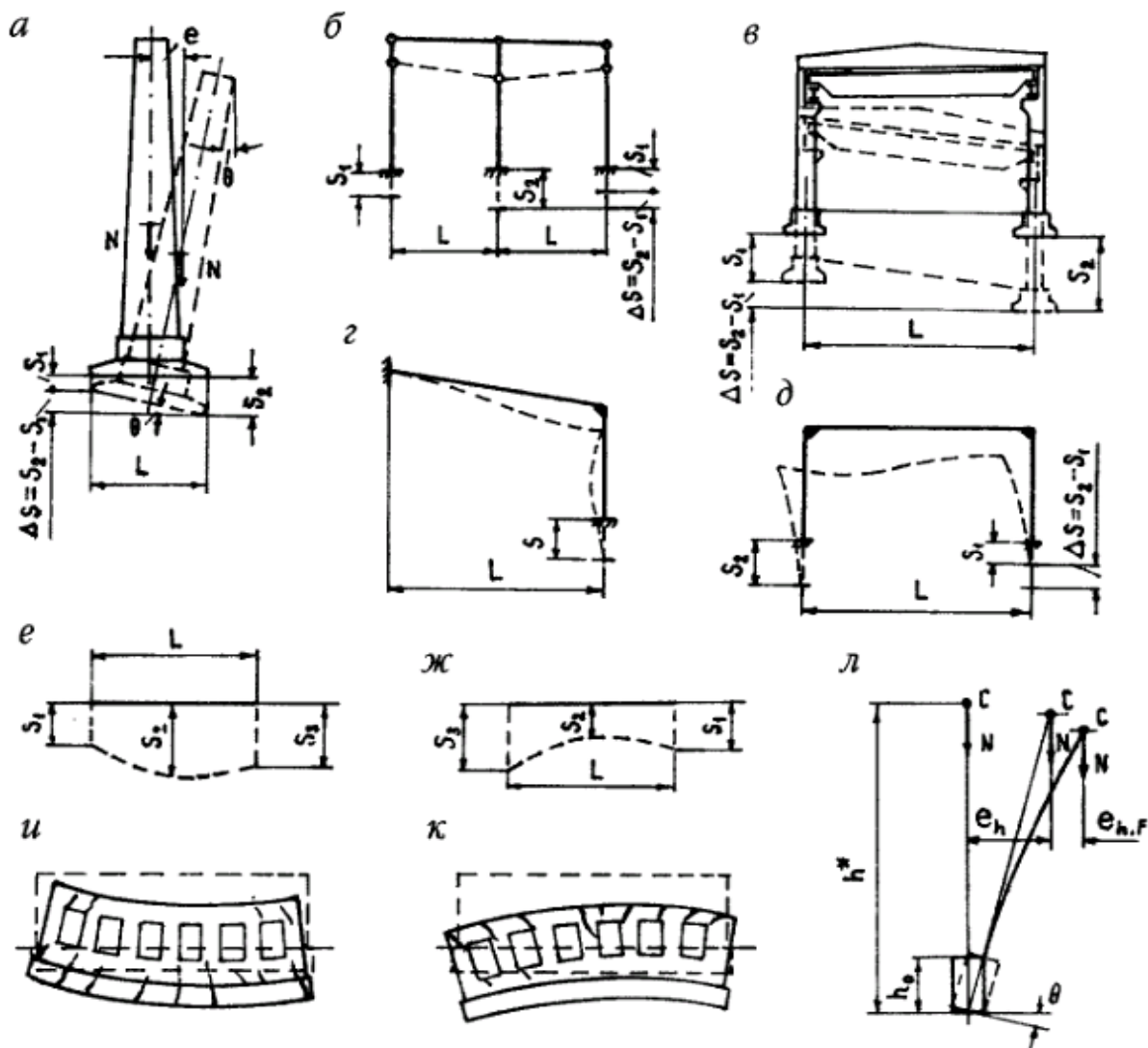


Рисунок 7.1 – Види спільних деформацій основ і надфундаментних конструкцій за С. Г. Кушнером: *а* – крен жорсткої споруди; *б, в* – нерівномірні осідання і перекіс рамних каркасів будівель із шарнірними вузлами; *г, д* – нерівномірні деформації, перекіс та деформація рамних каркасів із жорсткими вузлами; *е, і* – схема прогину та характер розвитку тріщин у стінах у разі прогину; *ж, к* – схема вигину та характер розвитку тріщин у стінах у разі вигину; *л* – збільшення ексцентриситету сили N у зв'язку з креном фундаменту та деформацією вісі високої споруди.

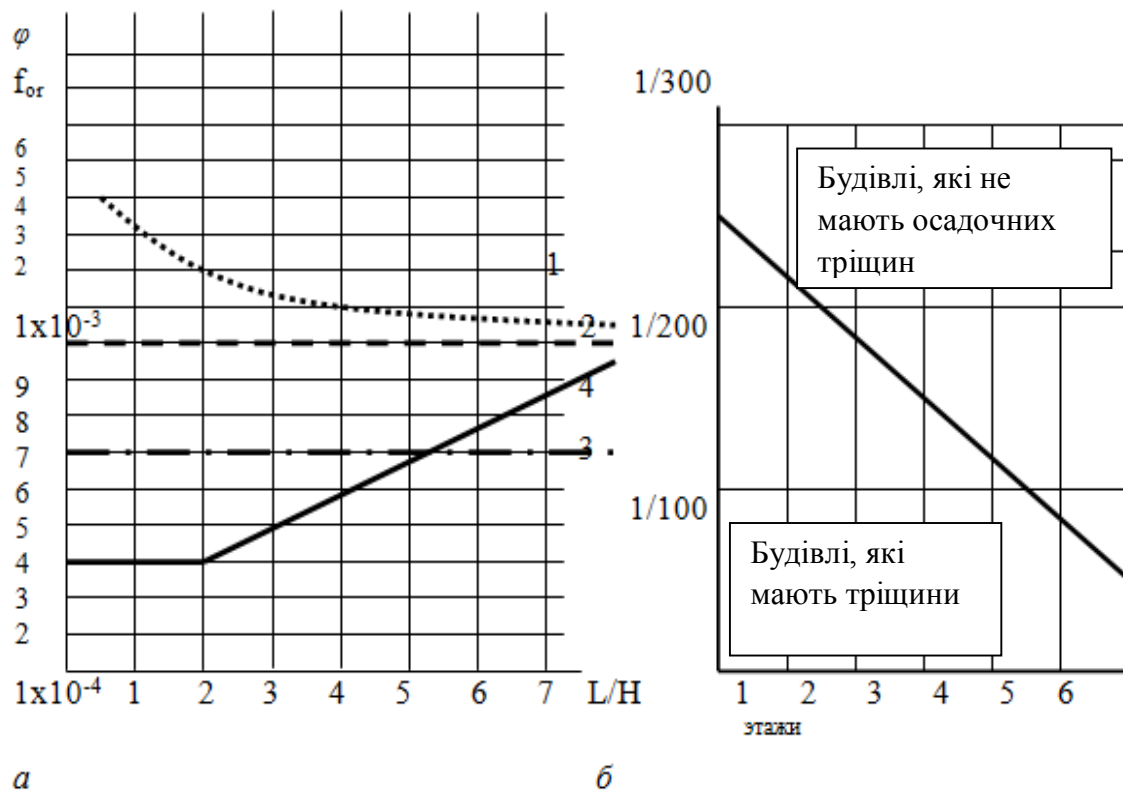


Рисунок 7.2 – Характеристика нерівномірних осідань будівель:

а) залежність відносного прогину f_{or} від розмірів стін; б) залежність максимального кута повороту φ від кількості поверхів споруди; 1 – деформації в надбудованих будівлях з армоцеглиними поясами; 2 – за нормами для армованих цегляних стін; 3 – за нормами для неармованих цегляних стін; 4 – за даними Р. А. Токаря, для неармованих цегляних стін

На рисунку 7.2 подані залежності відносного прогину стін (а) і максимального кута повороту (б), що визначають умови і можливості появи тріщин у цегляних будинках за нерівномірних осідань.

Осадова деформація у вигляді вигину стін може виникнути в самонесучих стінах у разі порушення їхніх стиків із сусідніми, розташованими по нормалі. Деформація вигину може також виникнути внаслідок крену ділянки стрічкового фундаменту в напрямку, нормальному до його вісі. Деформація вигину також може бути наслідком тиску ґрунту на стіну підвального приміщення.

7.1.3 Процеси, що відбуваються в тривало навантажених ґрунтах основ будівель і споруд

Під час дії тривалих навантажень від споруди в ґрунтах, крім ущільнення, виникають і більш складні явища, які призводять до зміни властивостей міцності ґрунту. Усі процеси в основі залежать від мінералогічного, гранулометричного складу, характеру та інтенсивності впливу навантажень, гідрогеологічних умов, а також техногенних впливів на основу (струс ґрунту від руху транспорту, фізико-хімічні та температурні процеси та ін.). У разі влаштування нових фундаментів поряд зі старими та прокладанні комунікацій порушуються вже існуючі гідрогеологічні умови майданчику забудови, обтиснення ґрунтів під навантаженням від споруди змінює їх фізико-механічні властивості. За П. А. Коноваловим, в основі споруд відбуваються такі зміни:

- природного напруженого стану ґрунту під впливом додаткових (до природного) навантажень від споруди;
- природної будови ґрунтів;
- природного теплового режиму й умов аерації (затемнення будівель, наявність покриттів та т. п.);
- гідрогеологічного режиму ділянки (прокладання комунікацій, втрати води з водопровідних мереж).

Отже, за тривалій дії навантажень на ґрунти в процесі експлуатації будівель основи фундаментів зазнають такі зміни:

- зменшується коефіцієнт пористості (табл. 7.4), унаслідок чого зміцнюється ґрунт основи та збільшується модуль деформації ґрунтів (табл. 7.5);
- підвищується вологість у межах площі забудови (особливо для зв'язкових ґрунтів), що призводить до зниження несучої здатності ґрунтів.

Дослідження КІСІ зі зміни властивостей лісових ґрунтів та дрібних пісків під впливом тривалого навантаження довели, що коефіцієнт пористості зменшується на 6 – 26 % (у рівні підшви фундаменту) та на 3 – 18 % (на глибині, що дорівнює півширині фундаментів).

Експериментальні дослідження НДІ АКХ ім. К. Д. Памфілова також говорять про ущільнення лісових суглинків – коефіцієнт пористості зменшився на 7,7 – 18,9 % (у рівні підшви фундаменту) та на 0 – 10,8 % (на глибині, що дорівнює півширині фундаментів) порівняно з ґрунтами, які не ущільнені масою будівель.

П. А. Коновалов та А. Г. Ройтман дійшли висновку, що залежно від терміну експлуатації відбувається зменшення коефіцієнта пористості піщаних та глинистих ґрунтів на 7 – 12,8 % (табл. 7.4), а кут внутрішнього тертя збільшується на 1 – 4°.

Таблиця 7.4 – Зменшення коефіцієнту пористості в основі будівель, що експлуатуються (за П. А. Коноваловим, А. Г. Ройтманом)

Ґрунти основи фундаментів	Зміна коефіцієнта пористості ґрунту Δe , %, за терміну експлуатації будівель, роки	
	до 50	більше 50
Піски	8,9	12,8
Глинисті ґрунти	7	9,8

Є. А. Сорочан вважає, що зменшення коефіцієнта пористості піщаних ґрунтів за терміну експлуатації основ ~ 100 років і більше відбувається в межах 16 – 22 %, кут внутрішнього тертя може збільшуватися на 11 %, а питоме зчеплення у 10 разів.

Що стосується глинистих ґрунтів, то за даними П. А. Коновалова, їхнє питоме зчеплення (c) може зрости до 50 % та більше залежно від консистенції ґрунту і чинного тиску по підшві фундаментів. Деякі експериментальні дані свідчать про незначне збільшення кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів (φ) – на 1 – 2° (Б. І Далматов., Я. Д. Гільман, М. А. Малишев, В. М. Улицький).

У ЦНДІпромбудівель були виконані спеціальні дослідження, на основі яких встановлена лінійна залежність між характеристиками міцності піщаного ґрунту та тривалістю його завантаження. На підставі цього складено емпіричні формули, які дозволяють визначити кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення піщаного ґрунту через прогнозований проміжок часу з моменту його обтиснення тиском від фундаменту споруди:

– для пісків великих та середньої крупності:

$$\varphi_t = \varphi_0 + 0,0614t, \quad (7.6)$$

$$c_t = c_0 + 0,0372t, \quad (7.7)$$

– для пісків дрібних:

$$\varphi_t = \varphi_0 + 0,0369t, \quad (7.8)$$

$$c_t = c_0 + 0,0490t, \quad (7.9)$$

– для пісків пилюватих:

$$\varphi_t = \varphi_0 + 0,0662t, \quad (7.10)$$

$$c_t = c_0 + 0,0109t, \quad (7.11)$$

де φ_t , c_t – відповідно кут внутрішнього тертя (град) і питоме зчеплення (кПа) ущільненого ґрунту для прогнозованого часу; φ_0 , c_0 – те саме неуцільненого природного ґрунту до обтиснення його будівлею (спорудою); t – час завантаження основи (роки).

У НДІОСП і ЦНДІпромбудівель були виконані експерименти щодо оцінки стисливості піщаних ґрунтів різного складу в природному заляганні та тривало ущільнених тиском від фундаментів будівель. Установлено, що осідання штампу на ущільненому ґрунті $S_{\text{ущільнення}}$ значно менше осідання S штампу неуцільненого ґрунту, до того ж співвідношення осідань $S_{\text{ущільнення}}/S$ залежить від гранулометричного складу, початкової щільності складення пісків та ін. факторів. За тиску, що не перевищує тривалого ущільнення основи фундаментів, ставлення $S_{\text{ущільнення}}/S$ приблизно дорівнює – 0,16 для пісків дрібних, для пісків середньої крупності – 0,57. За даними П. А. Коновалова, збільшення модуля деформації може скласти для пісків середньої крупності 2,1 рази (табл. 7.5).

Таблиця 7.5 – Інтенсивність зростання модуля деформації в пісках дрібних та середньої крупності (за П. А. Коноваловим)

Пісок	Значення $E_{\text{ущ}}/E_{\text{неущ}}$ * за тиску, МПа					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Дрібний	-	2,7	3,8	3,9	3,9	4,2
Середньої крупності	-	2,2	2,1	1,9	1,7	1,6

* отут $E_{\text{ущ}}$ – модуль деформації ущільненого ґрунту, $E_{\text{неущ}}$ – неуцільненого

Згідно з ДБН В.3.1-1-2002 «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд», розрахункові характеристики міцності та деформаційні характеристики ґрунту тривало навантаженої основи залежать від виду ґрунту, тривалості навантаження t та інтенсивності середнього тиску \bar{P}_0 .

Кут внутрішнього тертя φ_t , град, регламентується розраховувати у такий спосіб:

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}), \quad (7.12)$$

де \bar{P} – ступінь обтиснення існуючого фундаменту додатковим тиском.

Питоме зчеплення ґрунту c_t , кПа:

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}). \quad (7.13)$$

Максимальний модуль деформації ґрунту E_t^{max} , МПа:

$$E_t = E_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}). \quad (7.14)$$

В усіх трьох формулах безрозмірні коефіцієнти ρ_φ , ρ_c , ρ_E залежать від коефіцієнту пористості, показника текучості та безрозмірних табличних коефіцієнтів α_φ , α_c , α_E .

7.2 Задачі визначення осідання і кренів фундаментів

Усі широко використовувані наразі способи розрахунку осідань базуються на рішеннях *теорії лінійно-деформованого середовища* (ТЛДС), тому галузь їхнього застосування обмежується принципом лінійної деформації ($p \leq R$). За нескладних ґрунтових умов можуть бути використані рішення теорії пружності, але для складних основ зазвичай використовуються спеціально розроблені наближені методи, основні припущення в яких обґрунтовані експериментально, зокрема і порівнянням результатів розрахунку зі спостереженнями за осіданнями побудованих споруд.

Найпоширенішими під час проектування є такі методи розрахунку

осідань:

- визначення осідання шару ґрунту за суцільного нерівномірного навантаження (основне завдання);
- визначення осідання неоднорідного (шаруватого) ґрунту основи (лінійно-деформованого півпростору) методом пошарового підсумовування;
- визначення осідань методом еквівалентного шару ґрунту;
- визначення осідань методом лінійно-деформованого шару;
- визначення нерівномірності осідань та крену фундаменту;
- розрахунок осідання у часі.

7.2.1 Визначення осідання шару ґрунту за суцільного навантаження (основна задача)

У цьому випадку розглядається задача визначення осідання шару ґрунту товщиною h , навантаженого суцільним рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю P . Стислий шар h підстиляється практично не деформованим шаром (скелею, щебенем та т. п.). Розрахункова схема, подана на рисунку 7.3, а, відповідає практичній задачі стиснення шару ґрунту від навантаження у вигляді насипу, греблі та т. п.

Шар ґрунту h буде відчувати лише стиск, без можливості бічного розширення. Таке деформування подібно компресійному стисненню ґрунту. Тоді, побудувавши компресійну криву осідання (рис. 7.3, б), і провівши січну через точки з тиском p_1 та p_2 , можемо визначити коефіцієнт стисливості цього ґрунту.

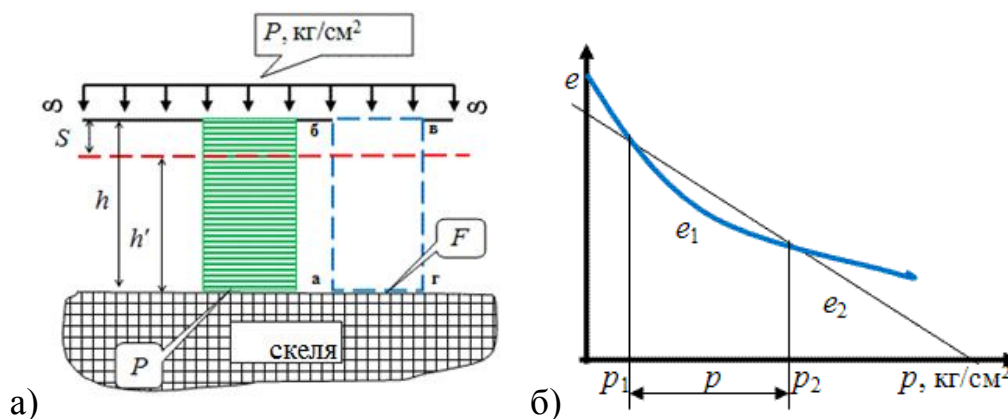


Рисунок 7.3 – Розрахункова схема для визначення осідання шару ґрунту товщиною h за суцільного рівномірно розподіленого навантаження: а – схема навантаження; б – компресійна крива

Тут p_1 – власна вага ґрунту до прикладення навантаження;
 $p_2 = p_1 + p$ – нове навантаження (*енюра* $p = \text{const}$).
 m_0 – коефіцієнт стисливості (тангенс кута нахилу січної):

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{p}. \quad (7.15)$$

Виконаємо додаткові побудови, розглянувши стовпчик шару ґрунту, що стискається, площею основи F (призма – $ab\vartheta\gamma$).

Припускаємо, що в межах призми $ab\vartheta\gamma$ обсяг твердих частинок ґрунту в процесі деформації залишається незмінним, оскільки:

– частки ґрунту переміститися ані вправо, ані вліво не можуть (деформація стиску ґрунту без можливості бічного розширення – компресія);

– частки ґрунту практично нестисливі (деформації малі).

Тоді можна записати:

$$S = h - h'. \quad (7.16)$$

Обсяг твердих частинок в одиниці об'єму ґрунту:

$$m_0 = \frac{1}{1 + e_1} \quad (7.17)$$

Прирівнюючи об'єм твердих (мінеральних) частинок до і після стиснення в призмі $ab\vartheta\gamma$, отримаємо:

$$\frac{1}{1 + e_1} \cdot h \cdot F = \frac{1}{1 + e_2} \cdot h' \cdot F, \quad (7.18)$$

де, скоротивши обидві частини рівняння на F і вирішивши його щодо h' , отримаємо:

$$h' = h \frac{1 + e_2}{1 + e_1}, \quad (7.19)$$

звідси отримуємо вираз:

$$S = h - h' = h \left(1 - \frac{1 + e_2}{1 + e_1} \right) = h \frac{1 + e_1 - 1 - e_2}{1 + e_1},$$
$$S = h \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}. \quad (7.20)$$

З огляду на те, що для інтервалу $p_2 - p_1$ відповідно до закону ущільнення $e_1 - e_2 = m_0 p$, отримуємо:

$$S = h \frac{m_0 p}{1 + e_1}, \quad (7.21)$$

де m_0 – коефіцієнт ущільнення.

Водночас $m_v = m_0 / (1 + e_0)$ – коефіцієнт відносного ущільнення. Тоді осідання шару ґрунту за суцільного навантаження буде дорівнювати:

$$S = h \cdot m_v \cdot p. \quad (7.22)$$

З огляду на те, що $m_v = \beta / E$ (де β – коефіцієнт розширення; E – модуль загальної деформації), отримаємо:

$$S = h \frac{\beta}{E} p. \quad (7.23)$$

Останніми двома виразами можна користуватися для розрахунків осідання основ, якщо загальна товща ґрунтів, що стискається, менше чверті ширини площі завантаження або підшви фундаменту.

7.2.2 Метод пошарового підсумовування для розрахунків осідання фундаментів

Цей метод рекомендований ДБН В.2.1-10-2009 та є основним під час виконання розрахунків осідань фундаментів промислових будівель і

цивільних споруд у разі виконання умови $p_{сер} < R$. У цьому методі розрахункова схема основи прийнята у вигляді лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням глибини стисливої товщі. Для розрахунку осідання основи методом пошарового підсумовування прийняті такі допущення:

- ґрунт є суцільним, ізотропним лінійно-деформованим тілом;
- осідання викликане тільки дією вертикальних напруг σ_z , інші складові напруг не враховуються;
- бічне розширення ґрунту в основі неможливо;
- напруги σ_z визначають під центром підшви фундаменту;
- під час визначення напружень σ_z відмінністю в стисливості окремих шарів ґрунту нехтують;
- фундаменти не мають жорсткості;
- деформації розглядаються тільки в межах стиснутої товщі;
- бічне розширення ґрунту враховується коефіцієнтом β , який дорівнює 0,8 незалежно від виду ґрунту.

Унаслідок того, що складно визначити закон зменшення напруг за глибиною, ґрунтову товщу розбивають на ряд шарів, у межах яких тиск можна вважати постійним без особливої похибки.

Визначення осідання методом пошарового підсумовування виконують у такій послідовності:

1. Наносимо на геологічний розріз контур фундаменту.
2. Визначаємо середній тиск під підшвою фундаменту $p_{сер}$.
3. Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту, кПа:

$$\sigma_{g0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (7.24)$$

4. Ґрунтову товщу під фундаментом розділюємо на елементарні шари товщиною h , але не більше 1 м: $h \leq 0,4b$.

5. Відстань від підшви фундаменту до кожного з елементарних шарів становить $z_i = n \cdot h$, де $n = 1, 2, 3$.

6. Будуємо епюру додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині z : $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$, де $p = p_{сер}$ – середній тиск під підшвою фундаменту, α – коефіцієнт згасання напруг залежно від

відносної глибини $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$ і співвідношення сторін фундаменту $\eta = l / b$.

Коефіцієнт α визначається за таблицею 6.1. Якщо необхідно, то коефіцієнт α визначається з урахуванням інтерполяції.

7. Нижню межу стисливої товщі основи приймаємо на глибині $z = H_c$, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}. \quad (7.25)$$

Коефіцієнт k визначають таким, що дорівнює:

- $k = 0,2$, у разі виконання умови $b \leq 5$ м;
- $k = 0,5$, у разі виконання умови $b \geq 20$ м;
- по інтерполяції, у разі виконання умови $5 < b < 20$ м.

Формулу (7.25) не варто використовувати в таких випадках:

- якщо за ширини фундаменту $b \leq 10$ м виконується умова: $H_c \leq b/2$;
- якщо за ширини фундаменту $b > 10$ м виконується умова: $H_c \leq 4 + 0,1 \cdot b$.

Тут $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$ – напруження від власної ваги ґрунту,

де γ_i – питома вага i -го шару ґрунту; h_i – потужність i -го шару ґрунту.

Якщо розглянута точка знаходиться нижче рівня підземних вод, необхідно враховувати зважувальну дію води, а якщо нижче водяного упору, то до напруг від власної ваги варто додати напругу $p_w = \gamma_w \cdot d_w$, де $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води; d_w – висота водяного стовпа від рівня підземних вод до водяного упору.

8. Будуємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту $\sigma_{z\gamma}$, знятого в котловані до рівня підшви фундаменту на глибині z :

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_\kappa \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (7.26)$$

де α_κ – знаходиться за таблицею 6.1 та залежить від співвідношень:

$$\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_\kappa},$$

а також: $\eta = l/b$,

де B_k – ширина котловану (рис. 7.4);

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальна напруга від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану на рівні підосви фундаменту та дорівнює $\sigma'_{zg,0} = \gamma_{zp} \cdot d_n$, де d_n – глибина закладання фундаменту щодо рівня природного рельєфу.

9. Визначаємо загальне осідання як суму осідань окремих елементарних шарів за формулою, м:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (7.27)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту по гілці первинного навантаження, кПа;

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту по гілці вторинного завантаження (модуль пружності), за відсутності даних можна прийняти:

$E_{e,i} = 5E_i$, кПа; у цьому випадку середні напруги в елементарному шарі дорівнюють:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2}, \quad (7.28 - 7.29)$$

де $h_i = h$ – товщина елементарного шару;

n – кількість шарів у межах стиснутої товщі H_c .

Увага!

При розрахунках осідання фундаментів, що зводяться в котлованах глибиною менше 5 м, до уваги береться другий доданок у формулі осідання (7.27).

Якщо середній тиск під підосвою фундаменту $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осідання фундаменту визначаємо за формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (7.30)$$

10. Порівнюємо отримане осідання з гранично допустимим за нормами: $s \leq s_u$.

7.2.3 Розрахунок осідання методом еквівалентного шару ґрунту

Метод еквівалентного шару ґрунту був запропонований М. О. Цитовичем у 1934 р. для розрахунку осідань ґрунту.

Основні припущення методу полягають у тому, що основу розглядають як лінійно деформований півпростір, у якому деформації прямо пропорційні напруженням і можуть бути визначені за допомогою теорії пружності.

Еквівалентним шаром називається така товща ґрунту h_e , яка в умовах неможливості бічного розширення (при завантаженні всієї поверхні суцільним навантаженням) дає осідання, рівне за величиною осіданню фундаменту, що має обмежені розміри в плані при навантаженні тієї ж інтенсивності. Іншими словами, у цьому методі просторова задача розрахунку осідань може замінюватися одновимірною. Потужність еквівалентного шару ґрунту залежить від коефіцієнта Пуасона ν , коефіцієнта форми площі й жорсткості фундаменту ω та його ширини b (рис. 7.5).

Для шару кінцевої товщини осідання можна визначити за допомогою формули (7.23), приймаючи, що висота шару дорівнює h_s :

$$S = h_s \frac{\beta}{E} p. \quad (7.31)$$

Для фундаменту кінцевих розмірів, які передають навантаження на пружний півпростір, можна визначити осідання за допомогою формули Шлейхера:

$$s = \frac{\omega p b}{E} (1 - \nu^2), \quad (7.32)$$

$$h_s = \frac{(1 - \nu_0)^2}{1 - 2\nu_0} \omega b, \quad (7.33)$$

якщо позначити:

$$A = \frac{(1 - \nu_0)^2}{1 - 2\nu_0}, \quad (7.34)$$

отримуємо:

$$h_s = A \omega b. \quad (7.35)$$

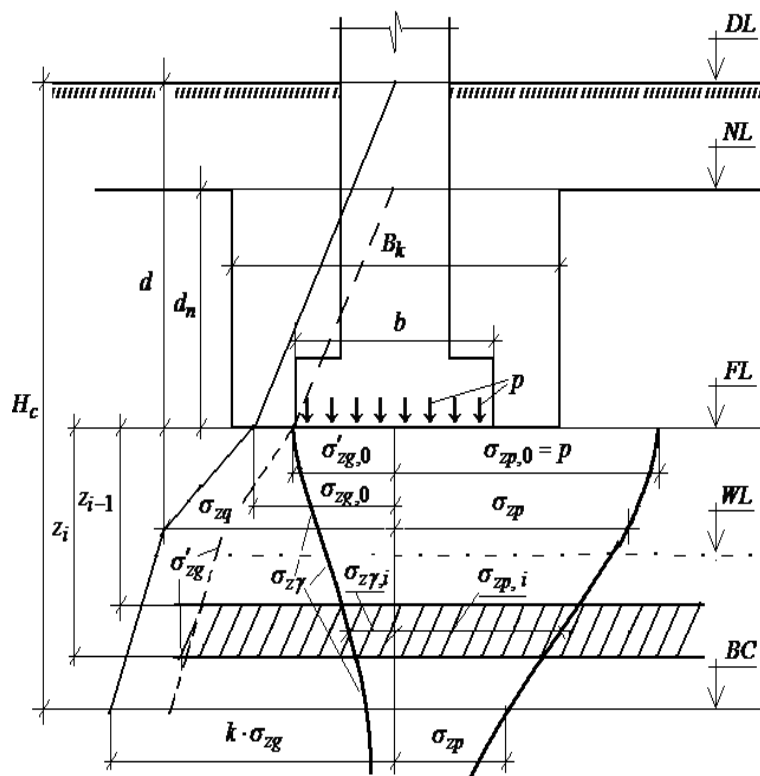


Рисунок 7.4 – Схема розподілу вертикальних напруг в основі під фундаментом згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору: *DL* – відмітка планування підсипанням (зрізанням); *NL* – відмітка планування природного рельєфу; *FL* – відмітка підоснови фундаменту; *BC* – стислива товща; σ_{zg} – вертикальні напруги від власної ваги ґрунту з урахуванням планування ґрунту, кПа; σ'_{zg} – вертикальні напруги від власної ваги ґрунту природного рельєфу, кПа; σ_{zp} – вертикальні напруги від зовнішнього навантаження, кПа; σ_{zg} – вертикальні напруги від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, кПа

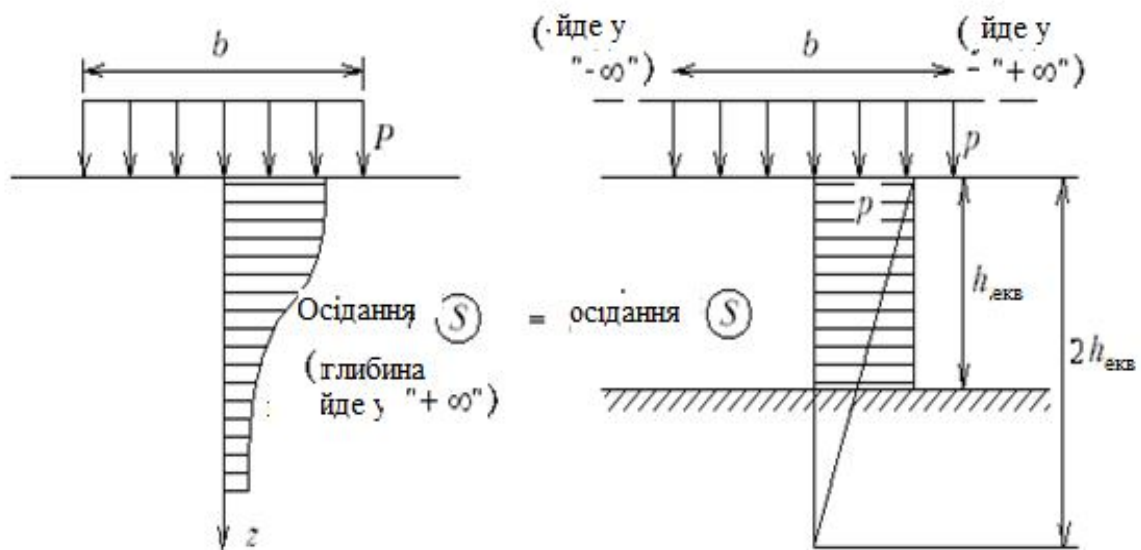


Рисунок 7.5 – Схема для визначення осідання методом еквівалентного шару

Отже, висота еквівалентного шару не залежить від навантаження p , модуля деформації E та визначається формою, розмірами фундаменту, а також значенням коефіцієнта Пуассона ґрунту. Добуток $A\omega$ у формулі (7.35) має назву коефіцієнта еквівалентного шару і визначається за допомогою спеціальних таблиць.

Після отримання значення висоти еквівалентного шару осідання фундаменту визначають за допомогою виразу (7.31) або за формулою:

$$S = h_{\text{екв}} m_v p, \quad (7.36)$$

де m_v – коефіцієнт відносного ущільнення.

У вигляді, вирішеному щодо E , формула Шлейхера використовується для польового визначення модуля деформації штампом (див. 6.41). При використанні знайденого у такий спосіб модуля деформації розрахунок осідання за цим методом дає близькі до дійсності результати. Коефіцієнт Пуассона також потрібно визначати експериментально. Середні значення коефіцієнта Пуассона ν і коефіцієнта β наведені в таблиці 7.6.

Таблиця 7.6 – Середні значення коефіцієнта Пуассона ν та коефіцієнта β

Ґрунт	ν	β
Галька, гравій, щебінь	0,27	0,80
Піски та супіски	0,30	0,74
Суглинки	0,35	0,62
Ґлини	0,42	0,39

7.2.4 Розрахунок осідання методом лінійно-деформованого шару

Експериментальні дослідження показують, що більша частина деформацій відбувається у верхній зоні основи. Особливо це актуально для середньо і мало-стисливих ґрунтів за великих площ завантаження. У таких умовах застосування розглянутих методів призводить до значного завищення розрахованого осідання, тому більш виправданим є використання розробленого К. Є. Єгоровим методу лінійно-деформованого шару, розрахункова схема якого подана на рисунку 7.6.

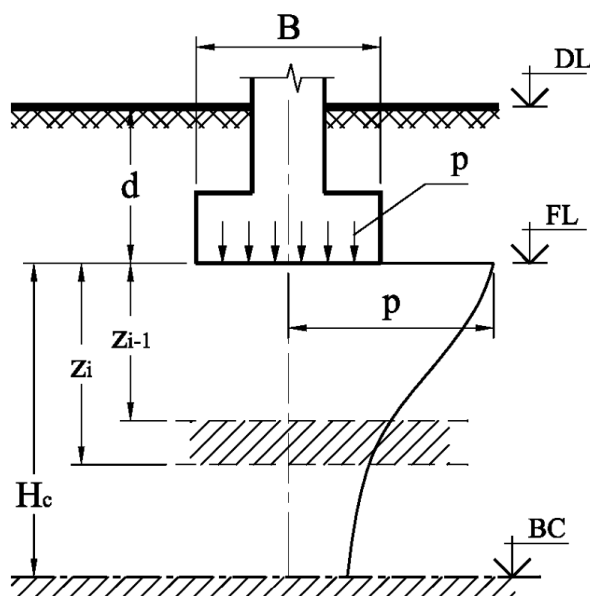


Рисунок 7.6 – Схема для розрахунку осідань лінійно-деформованого шару

У будівельних нормах сфера застосування цього методу характеризується такими умовами.

1. Якщо в межах стиснутої товщі H_c є шар ґрунту з модулем деформації $E > 100$ МПа, товщиною h_l , то виконується умова:

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[n]{\frac{E_2}{E_1}} \right), \quad (7.37)$$

де E_2 – модуль деформації підстильного шару ґрунту.

2. При значних розмірах фундаментів ($b > 10$ м) та модулі загальної деформації $E \geq 10$ МПа; у межах стисливого шару можуть бути ґрунти з $E < 10$ МПа, але їх сумарна потужність не повинна перевищувати $0,2H_c$.

У другому випадку товщина шару, що стискається, визначається за формулою:

$$H_c = (H_0 + \psi b) K_p, \quad (7.38)$$

де $H_0 = 9$ м, $\psi = 0,15$ для глинистих ґрунтів та $H_0 = 6$ м, $\psi = 0,10$ для піщаних, $K_p = 0,8$ за $p_{сер} = 100$ кПа та $K_p = 1,2$ за $p_{сер} = 500$ кПа.

Для проміжних значень K_p визначається методом інтерполяції:

$$K_p = 0,8 + 0,01(p_{сер} - 100). \quad (7.39)$$

Визначивши товщину стисливого шару і виділивши в ньому прошарки з різними значеннями модуля деформації, осідання розраховують за формулою:

$$s = \frac{K_c b p}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (7.40)$$

де p – тиск по підшві, прийнятий як $p = p_{сер}$ за $b \geq 10$ м, а за $b < 10$ м – $p = p_0$; n – кількість шарів, що відрізняються по стисливості в межах розрахункової товщини H_c ; K_c – коефіцієнт, що залежить від співвідношення $2H_c/b$ (табл. 7.7); K_m – поправочний коефіцієнт, за середнього значення модуля деформації $E \geq 10$ МПа приймається 1,35 за $10 \leq b \leq 15$ м, $K_m = 1,5$ за $b > 15$ м, в інших випадках $K_m = 1$; K_i – коефіцієнт, що визначається за таблицею 7.8.

Таблиця 7.7 – Значення коефіцієнта K_c

$2H_c/b$	0...0,5	0,5...1	1...2	2...3	3...5	>5
K_c	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

Таблиця 7.8 – Коефіцієнт K_i для визначення осідання

$\xi = \frac{2z}{b}$	Коефіцієнт K для фундаментів							
		прямокутник із співвідношенням сторін $\eta = l/b$, рівний						Стрічкових ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,696	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,884	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

7.2.5 Визначення кренів фундаментів

Крени фундаментів у межах розрахункових схем півпростору і шару кінцевої товщини під час дії позacentрового навантаження визначають за формулою:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{(a/2)^3}, \quad (7.41)$$

де i – крен фундаменту; E і ν – відповідно модуль деформації та коефіцієнт Пуассона основи; k_e – коефіцієнт, який приймається за таблицею 7.9; N – вертикальна складова рівнодійної всіх навантажень на фундамент на рівні його підшви; e – ексцентриситет її застосування; a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, у напрямку якої діє момент.

Таблиця 7.9 – Значення коефіцієнтів k_e

Форма фундаменту і напрямок дії моменту	$\eta = L/b$	Коефіцієнт k_e за відносної товщині основи, що дорівнює $\xi = 2 \cdot H/b$						
		0,5	1	1,5	2	3	5	∞
Прямокутний з моментом уздовж більшої сторони	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,45	1,56	2,00
Прямокутний з моментом уздовж меншої сторони	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглий	-	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75

Якщо основа неоднорідна за глибиною, замість приватних значень модулів загальної деформації та коефіцієнтів Пуассона окремих шарів

грунту необхідно використовувати їхні середньозважені значення, які необхідно визначати за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\nu} &= \sum_{i=1}^n \frac{\nu_i \cdot h_i}{H}; & \bar{E} &= \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n A_i / E_i}; \end{aligned} \right\}, \quad (7.42)$$

де $\bar{\nu}$ та \bar{E} – середньозважені значення коефіцієнта Пуассона і модуля загальної деформації відповідно; ν_i та E_i – також, i -го ґрунтового шару завтовшки h_i ; H – потужність або шару кінцевої товщини, або стиснутої товщини; A – площа епюри вертикальних напружень від одиничного тиску під подошвою фундаменту в межах i -го шару ґрунту, дорівнює: $A_i = k_i - k_{i-1}$ для розрахункової схеми основи у вигляді шару кінцевої товщини і $A_i = \sigma_{zp,i} \cdot h_i$ для півпростору; n – число ґрунтових шарів.

7.3 Розрахунок наростання осідання у часі

7.3.1 Загальні положення

Досвід будівництва свідчить, що залежно від характеру ґрунтів основи розвиток осідання до її кінцевого значення займає різний час. Якщо основа складена піщаними або великоуламковими ґрунтами, осідання часто завершується (стабілізується) вже до кінця будівельного періоду. На пілуватоглинистих ґрунтах процес наростання осідання може розтягуватися на роки та десятиріччя. Ця відмінність пов'язана із водопроникністю й ущільненням ґрунтів. Воно наочно проявляється на зразках, які випробовують в умовах компресійного стиску: при миттєвому прикладенні незмінного далі навантаження, осідання зразка піску досягає кінцевого значення набагато швидше, ніж зразка глинистого ґрунту (рис. 7.7, криві 1 і 2 відповідно).

Ущільнення ґрунтів у часі називають консолидацією, а графіки залежностей $s = f(t)$, поданих на рисунку 7.7 – кривими консолидації.

Значення розрахунків осідань у часі (із побудовою кривих консолидації) має велике значення: для дуже стискуваних пілуватоглинистих ґрунтів.

глинистих ґрунтів, під час будівництва протяжних споруд чергами, розміщенні їх частин на різномірних ґрунтах.

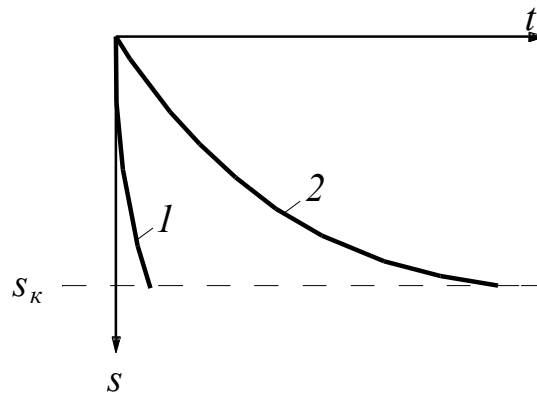


Рисунок 7.7 – Криві консолідації піщаного (1) і пилувато-глинистого (2) ґрунту

У разі ущільнення водонасиченого глинистого ґрунту виникають два види опору: опір парової води віджиманню і опір в'язкого тертя між частинками з їх оболонками фізично зв'язаної води.

Опір води віджимання залежить насамперед від водопроникненості ґрунту, тобто пов'язане з процесом фільтрації. Отже, теорія розвинена на основі цього аспекту процесу, отримала назву теорії фільтраційної консолідації (ТФК). На водонасичених глинистих ґрунтах, близьких до розглянутої раніше моделі ґрунтової маси, розрахунок по ТФК дає гарні результати. У той самий час для деяких ґрунтів характерний розвиток деформацій і після закінчення процесу фільтрації або при його незначному впливі. Основне значення в цьому випадку має опір другого типу. Консолідацію завдяки цьому фактору називають вторинною. Вона пов'язана з реологічними властивостями ґрунтів, розглянутими в розділі 11.

7.3.2 Рівняння одновимірної задачі теорії фільтраційної консолідації (ТФК)

Розглянемо стиснення шару повністю насиченого водою ґрунту товщиною h , що підстиляється водоупором. До верхньої дренажної поверхні шару прикладене рівномірно розподілене навантаження p , що безмежно поширюється в усі боки. Передаючись на воду в порах ґрунту та тверді частинки (скелет ґрунту), навантаження викликає рух води, тобто

фільтрацію, переміщення якої відбувається в одному напрямку – уздовж вісі Z (рис. 7.8, *a*).

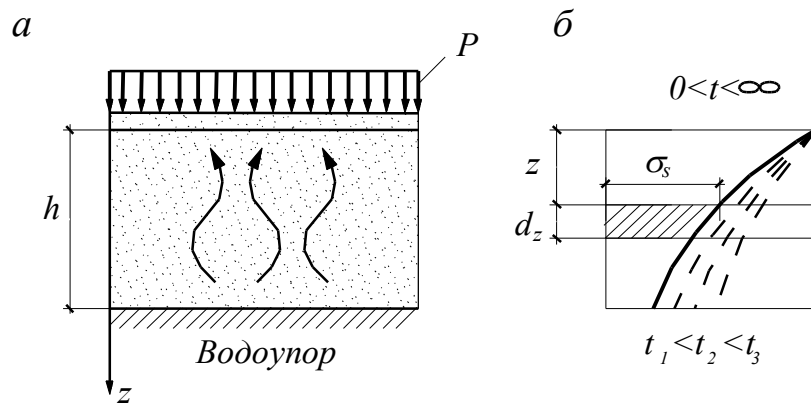


Рисунок 7.8 – Схема одновимірної консолідації з односторонньою фільтрацією (*a*) і зміна ефективного тиску в часі (*б*)

З огляду на те, що вода в порах нестислива, справедливі закони ущільнення і ламінарної фільтрації за $I_n = 0$, структурна міцність у ґрунті відсутня. Водночас можна співвіднести ущільнення шару на рисунку 7.8 з розглядом моделі стиснення ґрунтової маси (див. рис. 6.8) і для будь-якого моменту часу $0 < t < \infty$ записати (рис. 7.8, *б*):

$$P = \sigma_s + \sigma_w. \quad (7.43)$$

Якщо на деякій глибині z виділити елементарний шар dz , то для нього можна записати умову нерозривного потоку води у вигляді:

$$\frac{dq}{dz} = -\frac{dn}{dt}, \quad (7.44)$$

де q – витрата рідини через одиницю площі, тобто швидкість фільтрації ($q = v$); n – пористість.

Знак «мінус» вказує на те, що зі збільшенням швидкості фільтрації відбувається ущільнення і пористість ґрунту зменшується.

Згідно із законом фільтрації (6.26), висловивши напір через поровий тиск $H = \sigma_w / \gamma_w$, маємо:

$$\frac{dq}{dz} = \frac{\partial \left(-K_{\phi} \frac{\partial H}{\partial z} \right)}{\partial z} = -\frac{K_{\phi}}{\gamma_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial z^2}. \quad (7.45)$$

Праву частину (7.44) перетворимо з урахуванням $n = e/(1 + e)$, до того ж за диференціюванні коефіцієнт пористості вважатимемо постійним і таким, що дорівнює середньому значенню для всього процесу ущільнення.

Тоді:

$$-\frac{dn}{dt} = -\frac{1}{1 + e_{cp}} \frac{\partial e}{\partial t}. \quad (7.46)$$

Прирівнюючи (7.45, 7.46), отримуємо рівняння одновимірної задачі ТФК у вигляді:

$$\frac{\partial \sigma_w}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \sigma_w}{\partial z^2}, \quad (7.47)$$

де C_v – коефіцієнт консолідації.

Коефіцієнт консолідації має сенс комплексної характеристики водопроникності й ущільненості ґрунту та в цьому інтервалі тисків визначається за формулою:

$$C_v = K_{\phi} / a_o \gamma_w. \quad (7.48)$$

C_v вимірюється в $\text{см}^2/\text{с}$ або $\text{м}^2/\text{год}$. Чим більше C_v , тим швидше йде ущільнення.

Ліва частина рівняння (7.47) виражає швидкість зміни пористого тиску в точці з ординатою z . Друга похідна в правій частині рівняння характеризує нерівномірність цього ж тиску по товщині шару.

7.3.3 Рішення рівняння одновимірної задачі ТФК.

Ступінь консолідації

Для вирішення рівняння (7.47) необхідно задати початкову умову по t та граничні умови по z . Приймаємо, що за $t=0$ усі навантаження передаються на воду, яка міститься у порах ґрунту, тобто $\sigma_w = p$ (6.28).

Граничні умови для будь-якого $t > 0$ мають вигляд:

за $z = 0$ $\sigma_w = 0$ (дренаж – відтік води);

за $z = h$ $\frac{\partial \sigma_w}{\partial z} = 0$.

Остання умова випливає з того, що швидкість фільтрації через водяний упор $v = q = 0$, тобто:

$$q = -K_\phi \frac{\partial H}{\partial z} = -\frac{K_\phi}{\gamma_w} \frac{\partial \sigma_w}{\partial z}.$$

Рішення рівняння (7.47) при цих умовах має вигляд:

$$\sigma_w = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i} e^{-N} \sin \frac{i\pi z}{2h}, \quad (7.49)$$

де N – функція часу і умов ущільнення, що виражається формулою:

$$N = \frac{i^2 \pi^2 C_v}{4h^2} t. \quad (7.50)$$

Обмежуючись у (7.49) першим членом ряду та з огляду на (7.43), отримуємо наближений вираз для ефективного тиску на глибині z у момент часу:

$$\sigma_s(t) = p \left(1 - \frac{4}{\pi} e^{-N} \sin \frac{\pi z}{2h} \right) \quad (7.51)$$

де N – фактор часу, який визначається за (7.50) за $i = 1$:

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t. \quad (7.52)$$

Як ми бачимо з рисунку 7.8, б, для моментів часу $t_1 < t_2 < t_3$ крива, що розділяє епюри σ_s і σ_w , зміщується вправо. Пористий тиск зменшується,

ефективний зростає, доки увесь тиск не буде сприйнятий скелетом ґрунту фільтраційна, або первинна консолідація закінчиться.

Щоб отримати осідання в будь-який момент часу $s(t)$, розглянемо ущільнення ефективним тиском $\sigma_s(t)$ елементарного шару dz (рис. 7.9, б). За формулою Терцагі – Герсеванова осідання елементарного шару дорівнює:

$$ds(t) = a_o \sigma_s(t) dz. \quad (7.53)$$

Осідання всього шару отримуємо, підставляючи в (7.53) $\sigma_s(t)$ по (7.51) та інтегруючи по z :

$$s(t) = \int_0^h ds(t) = a_o p \int_0^h \left(1 - \frac{4}{\pi} e^{-N} \sin \frac{\pi z}{2h} \right) dz = a_o p h \left(1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \right).$$

Враховуючи, що $a_o p h = s$ – кінцеве або стабілізоване осідання, отримуємо:

$$\frac{s(t)}{s} = U_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}, \quad (7.54)$$

де величина U_t – називається ступенем консолідації. Відповідно залежність $U_t = f(t)$ становить криву консолідації в безрозмірній формі.

На основі викладеного розрахунку наростання осідання у часі для розглянутих умов одновимірної задачі можна виконати в такому порядку:

1. Розрахувати коефіцієнт консолідації C_v по (7.48).
2. Задатися рядом значень часу t , залежно від умов завдання це можуть бути години, доби, місяці, роки.
3. Для прийнятих значень t по (7.52) знайти відповідні значення N .
4. За формулою (7.54) визначити значення ступеня консолідації U_t для прийнятих моментів часу. Залежність $U_t = f(t)$ дає криву консолідації в безрозмірній формі.
5. Визначити стабілізовану осадку за формулою Терцагі – Герсеванова.

6. Знайти значення $s(t) = U_t \cdot s$ та побудувати криву консолідації.

Оскільки порядок прийнятих у п. 2 значень t не завжди очевидний, часто рішення проводиться в зворотному порядку – спочатку задаються значеннями U_t , за якими з (7.54) визначається N , і при відомих C_v та h знаходять час для прийнятої ступені консолідації:

$$t = \frac{4h^2 \cdot N}{\pi^2 C_v}. \quad (7.55)$$

У практичних розрахунках фільтраційну консолідацію вважають завершеною за $U_t = 0,95$.

7.3.4 Консолідація за різних епюр ущільнювального тиску

У практичних розрахунках використовуються рішення одновимірної задачі ТФК для епюр ущільнювальних тисків, відмінних від розглянутої прямокутної. Так, при ущільненні шару відсипаного або намитого ґрунту під дією власної ваги епюра тисків відповідно до (7.48) буде трикутною з вершиною вгорі (рис. 7.9, а, випадок 1).

Другий випадок також трикутної епюри, але з вершиною внизу, відповідає епюрі додаткових напружень по вісі фундаменту, прийнятої в методі еквівалентного шару (рис. 7.9, б, випадок 2).

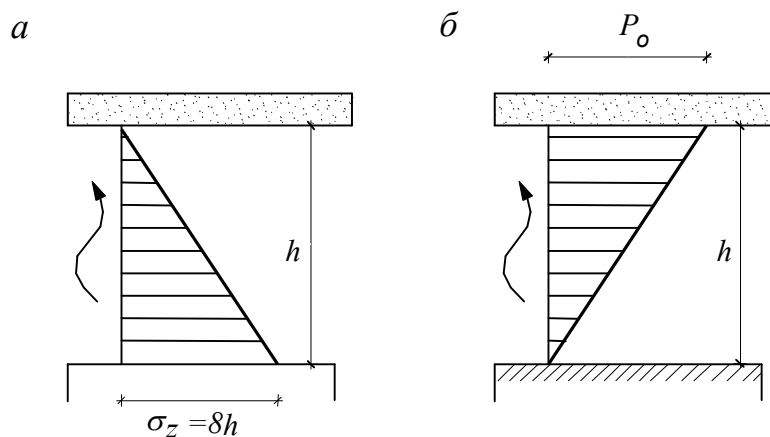


Рисунок 7.9 – Трикутні епюри ущільнювальних тисків для випадків 1 (а) та 2 (б)

Таблиця 7.10 – Значення для розрахунку часу консолидації

U_t	N для випадку			U_t	N для випадку		
	0	1	2		0	1	2
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

Рішення для цих двох випадків отримані аналогічно розглянутому випадку прямокутної епюри, який зазвичай характеризується як «випадок 0». Результати рішень наведені в таблиці 7.10, яка використовується під час побудови кривих консолидації.

7.3.5 Розрахунки наростання осідання фундаментів на шаруватих основах

При шаруватих основах використовують середньозважені значення характеристик у межах стиснутої товщі.

Середньозважений коефіцієнт консолидації визначаємо за формулою:

$$\bar{C}_v = \bar{K}_\phi / (\bar{a}_o \gamma_w), \quad (7.56)$$

де \bar{K}_ϕ – середньозважений коефіцієнт фільтрації; \bar{a}_o – тяж відносної стисливості; γ_w – питома вага води.

Значення \bar{K}_ϕ визначаємо за умови, що втрата напору в межах усієї стиснутої товщини дорівнює сумі втрати напорів окремих шарів ґрунту.

І тоді:

$$\bar{K}_\phi = \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n h_i / K_i}, \quad (7.57)$$

де H_c – потужність стиснутої товщини; K_i, h_i – відповідно коефіцієнт фільтрації і товщина i -го шару ґрунту; n – число шарів у стисливій товщі.

Якщо в основі залягають шари, що різко відрізняються по водопроникності, розглядаються можливі умови відтоку води у разі консолідації основи.

Для основи, складеної пилювато-глинистими ґрунтами за коефіцієнтів фільтрації, що відрізняються не більше ніж на 1 – 2 порядки, розрахунок виконуємо за схемою односторонньої фільтрації (випадок 2) і середньозваженим характеристикам. Водночас у формулі (7.55) $h = H_c$ (рис. 7.10, а).

Якщо ж в нижній зоні основи залягають добре проникаючі ґрунти (піщані, великоуламкові), приймаємо, що віджимання води може йти вгору та вниз (рис. 7.10, б). У цьому випадку завдання зводиться до «випадку 0» за шляху фільтрації, що дорівнює половині потужності стиснутої товщини, тобто $h = 0,5H_c$.

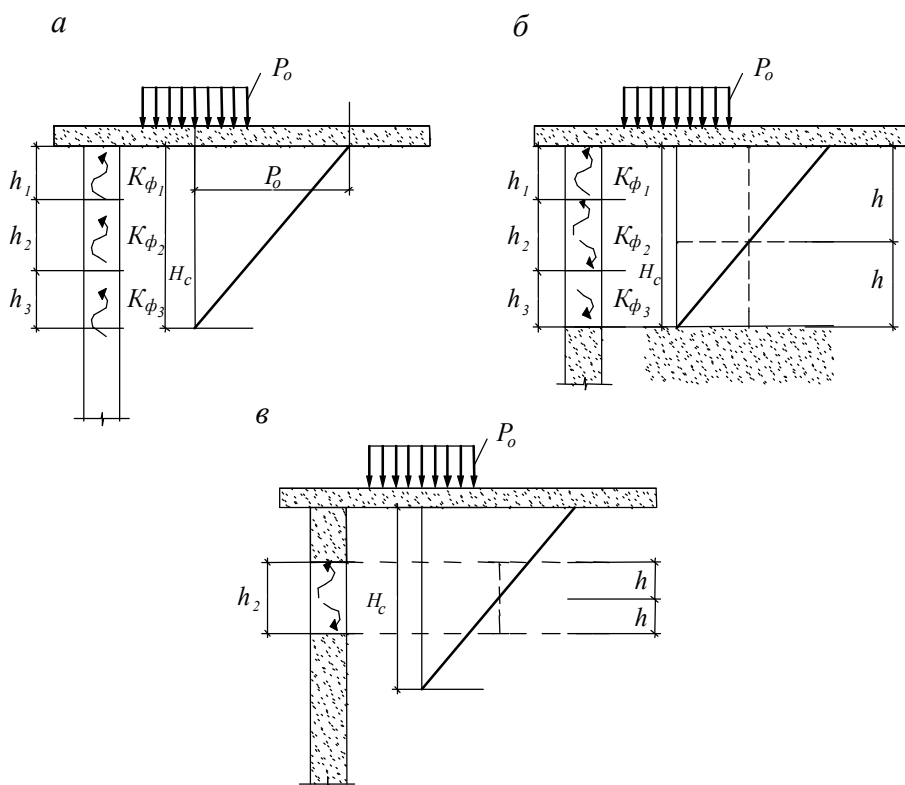


Рисунок 7.10 – Схеми розрахунку консолідації для шаруватих основ

Будова основи на рисунку 7.10, в характеризується заляганням у товщі добре фільтруювальних ґрунтів шару глини або суглинку потужністю h_2 . У цьому випадку виділяється частка стабілізованого осідання, що належить тільки до цього шару, і розглядається її наростання

в часі. Осідання добре фільтрувальних ґрунтів вважається завершеним у період будівництва. Розрахунок зводять до «випадку 0» за двосторонньої фільтрації, приймаючи $h = 0,5h_2$.

У низці випадків, особливо в складних інженерно-геологічних умовах, необхідно враховувати додаткові чинники, що впливають на процес консолідації: стисливість води, що міститься у порах ґрунту, початковий градієнт фільтрації, структурну міцність, повзучість скелету ґрунту. Основні відомості з цих питань, а також рішення теорії консолідації для плоскої і просторової задач можна знайти в роботах В. А. Флоріна, М. О. Цитовича, П. Л. Іванова.

ГЛАВА 8 МІЦНІСТЬ І СТІЙКІСТЬ ОСНОВ ТА МАСИВІВ ҐРУНТУ

8.1 Поняття про граничну рівновагу ґрунту в точці при стадії напружено-деформованого стану ґрунтів в основах

У практиці будівництва й експлуатації будівель і споруд відомі випадки втрати стійкості основ і масивів ґрунтів, що супроводжуються руйнуванням конструкцій, що взаємодіють із ними. Це викликано виникненням і розвитком у ґрунті зон, у яких міцність його виявляється вичерпаною.

Зазвичай картина руйнування основи перевантаженого фундаменту (чи його моделі – штампа) є зміщенням однієї частини масиву ґрунту відносно іншої по деяких поверхнях. Проте в усіх їхніх точках дотичне напруження досягає граничного значення, що дорівнює опору ґрунту зрушенню (рис. 8.1).

Якщо в кожній точці основи виконується умова $\tau < \tau_{cdв}$, то міцність ґрунту, а отже, і стійкість системи «основа – фундамент» можна вважати забезпеченими.

Якщо через зростання навантаження або зниження міцності ґрунту приведена нерівність перейде в рівність:

$$\tau = \tau_{cdв}, \quad (8.1)$$

то такий стан відповідатиме граничній рівновазі, неприпустимій в реальних основах споруд і тим більшою мірою, чим у більшій кількості точок воно виконується, тобто ніж більше зони граничної рівноваги. Причина тут очевидна: за будь-якого навіть незначного відхилення визначальних параметрів (навантаження, показників ґрунту) станеться порушення рівноваги з втратою стійкості.

Тому рівність (8.1), що є умовою граничної рівноваги ґрунту в точці, використовується в усіх завданнях, пов'язаних з міцністю та стійкістю основ. Для цього необхідно мати запис (8.1) у розгорнутій формі з використанням різних компонентів напруження. У будь-якій формі запису умова граничної рівноваги повинна включати також міцнісні характеристики ґрунту.

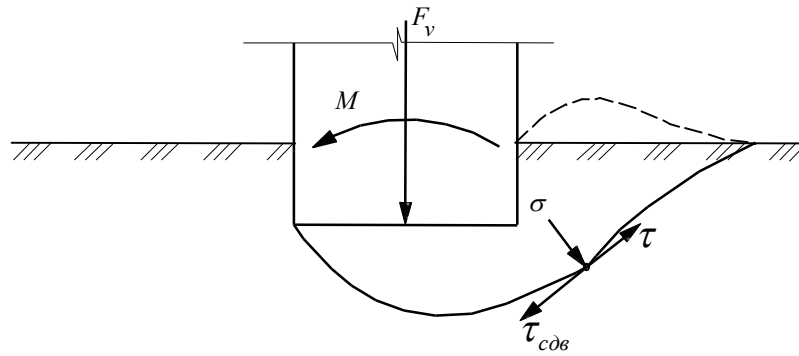


Рисунок 8.1 – Схема втрати стійкості основи

Розглянемо процес роботи ґрунту в основі фундаменту. У зв'язку з важливістю цього питання його інтенсивно досліджували експериментально й теоретично. Експериментальні дослідження включали виміри осідань при змінному навантаженні на штампи та натурні фундаменти, виміри переміщень різних точок по глибині основи, аналіз зміни щільності ґрунту, визначення зон руйнування. Уперше процес деформації піщаної основи з розробкою методу фотофіксації переміщень часток вивчив професор В. І. Курдюмов у 1889 році, його метод широко застосовувався надалі.

Узагальнення даних практики, аналіз змін, що відбуваються в ґрунті основи, і характеру залежності осідання фундаменту від навантаження (рис. 8.2) дозволили виділити такі стадії напружено-деформованого стану (НДС) основ:

I – стадія ущільнення (ділянка *Об* на кривій *I*). Залежність $S=f(p)$ на цій ділянці мало відрізняється від лінійної. Назва стадії пов'язана з тим, що в ній переважає ущільнення ґрунту в основі з переміщенням часток переважно по вертикалі.

Можна вважати, що ущільнюється тільки несучий стовп ґрунту, утворений вертикалями, що проходять через краї підшви фундаменту. Найбільший тиск, що обмежує розглянуту ділянку, відповідає початковому критичному навантаженню, за якого ні в одній точці основи ще не настає стан граничної рівноваги, тому будь-який тиск $p < p_{нач}$ p можна вважати абсолютно безпечним для основи.

II – стадія зрушень (ділянка *бв* кривої *I*). Тут переміщення часток ґрунту істотно відхиляються від вертикалі, а під краями підшви відбувається витискування ґрунту. У прилеглих зонах дотичне напруження

досягає граничного значення, яке дорівнює опору зрушенню. Це зони, у яких міцність ґрунту вичерпана, тому їх називають зонами зрушення, пластичними, нестійкими, граничної рівноваги і так далі. Руйнівна дія цих зон подібна до дії тріщин, що розвиваються в розтягнутій зоні згинної балки.

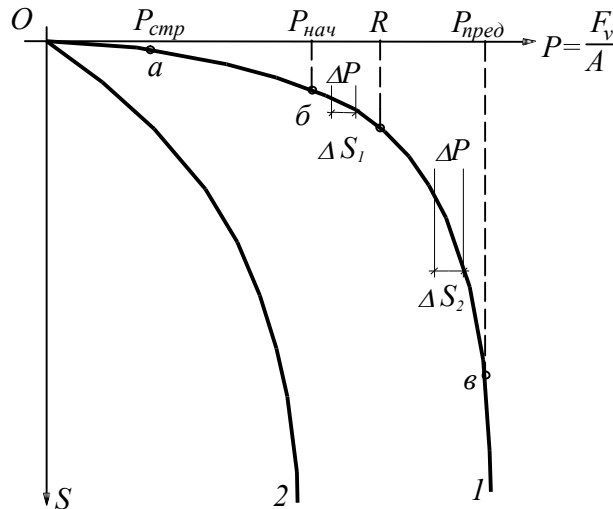


Рисунок 8.2 – Характер залежності осідання від навантаження

Розвиток зон зрушень під подошвою й в сторони від фундаменту прискорює зростання осідань: за однаковому приросту тиску Δp приросту осідання ΔS на початку і наприкінці стадії зрушень різні, крім того $\Delta S_1 \ll \Delta S_2$ (рис. 8.2).

До кінця другої стадії зони зрушення охоплюють усю подошву фундаменту, а за неглибокого його закладання виходять на поверхню ґрунту, утворюючи горби випору. Фундамент дає різке (провальне) осідання, що характеризує початок III стадії – стадії руйнування або випору.

Зрозуміло, що для основ фундаментів реальних споруд початок третьої стадії неприпустимий. Найчастіше для забезпечення надійності споруд можна допустити роботу основи на початку стадії зрушень, коли нестійкі зони локалізовані й обмежені з усіх боків зонами стійкого ґрунту.

Навантаження, що відповідає точці в кривій I, називається *граничним критичним навантаженням* (за термінологією СНіП, несучою здатністю

або граничним опором основи). Звісно, можна також говорити про граничний критичний тиск $P_{пред}$.

Наведена стадійність роботи основ була дана Н. М. Герсевановим у 1930 р. і стала одним із чинників, що обґрунтовують застосування до розрахунків основ теорії лінійно-деформівного середовища (ТЛДС), яка заснована на використанні рішень завдань теорії пружності.

Для ґрунтів, що мають структурну міцність, на початку стадії ущільнення можна виділити ще точку a , положення якої визначає початок пружної стадії ґрунту.

На ділянці bc стадії зрушень графіка $S=f(p)$ вказана точка, у якій тиск $p=R$. У нормах проектування цей тиск називається розрахунковим опором ґрунту основи. Їм обмежується тиск по підшві фундаментів, допускаючи тим самим роботу основи у стадії зрушень при деякому невеликому розвитку зон граничної рівноваги.

Графік виду кривої I характерний для доволі щільних ґрунтів, особливо піщаних, і за неглибоко закладених фундаментів. Для слабких ґрунтів залежність $S=f(p)$ частіше має вигляд кривої 2 (рис. 8.2) і виділення названих стадій тут ускладнене. Проте воно проводиться, якщо розрахунки базуються на зазвичай вживаних рішеннях лінійної механіки ґрунтів. Точніші результати отримують на основі нелінійних моделей ґрунту.

8.2 Умова граничної рівноваги та різні форми її запису

Із запису в простій формі (8.1) видно, що умова граничної рівноваги (УГР) еквівалентна закону Кулона, якщо під дотичним напруженням розуміти його максимальне значення:

$$\tau = \tau_{max} = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c . \quad (8.2)$$

Використовуючи тиск зв'язності $p_c = c \operatorname{ctg} \varphi$, (8.2), можна записати:

$$\tau = (\sigma_n + p_c) \operatorname{tg} \varphi , \quad (8.3)$$

де $\sigma_n + p_c$ – приведені напруження.

У зв'язку з цим УГР називається також умовою міцності Кулона або

Кулона – Мора, оскільки О. Мором було запропоновано умову міцності в загальному вигляді $\tau = f(\sigma_n)$, окремим випадками якого є (8.2, 8.3).

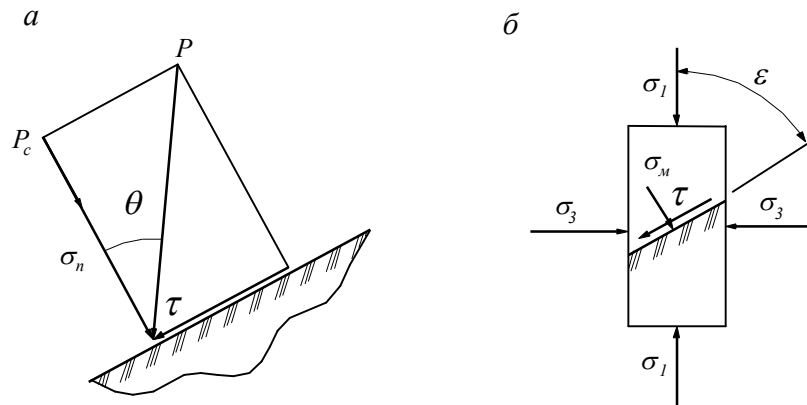


Рисунок 8.3 – До поняття кута відхилення (а) й граничний напружений стан зразка ґрунту(б)

Для характеристики напруженого стану ґрунту на деякому майданчику часто використовують кут відхилення повного напруження p від нормалі до майданчика, тангенс якого дорівнює (рис. 8.3, а) :

$$\operatorname{tg} \theta = \tau / (\sigma_n + p_c). \quad (8.4)$$

Зіставляючи (8.3, 8.4), можна УГР виразити через кут відхилення: максимальний кут відхилення дорівнює куту внутрішнього тертя ґрунту, тобто:

$$\theta_{\max} = \varphi. \quad (8.5)$$

Нехай у стабілометрі випробовується зразок ґрунту, по гранях якого діє напруження σ_1 та σ_3 ($\sigma_1 < \sigma_3$) (рис. 8.3, б), і на деякому майданчику має місце стан граничної рівноваги, так що виконується умова Кулона.

Представимо напружений стан за допомогою кола напружень (рис. 8.4), крім того, значком * відмічатимемо приведені напруження. Кут нахилу прямої з початку координат у точку круга з напруженням σ^* , θ є кут відхилення, оскільки його тангенс виражається співвідношенням (8.4). За умовою (8.5) за $\theta = \theta_{\max}$ пряма торкається круга напруження й точка дотику відповідає майданчику, на якому спостерігається граничний

напружений стан. Запишемо цю умову через головні напруження.

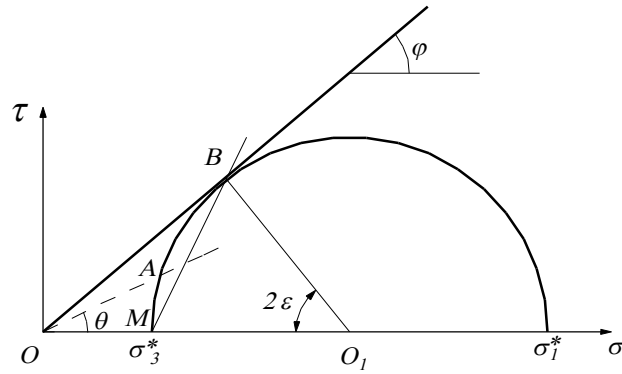


Рисунок 8.4 – Гранична пряма та граничний круг напруження

З $\triangle BO_1O$ отримуємо:

$$\frac{BO_1}{OO_1} = \sin \varphi; \quad BO_1 = \frac{\sigma_1^* - \sigma_3^*}{2}; \quad OO_1 = \frac{\sigma_1^* + \sigma_3^*}{2}.$$

Тоді умова граничного напруженого стану в приведеному напруженні має вигляд:

$$\frac{\sigma_1^* - \sigma_3^*}{\sigma_1^* + \sigma_3^*} = \sin \varphi. \quad (8.6)$$

Для незв'язних ґрунтів, у яких $c = 0$ і $\sigma^* = \sigma$, тобто приведені та реальні напруження рівні, запис (8.6) залишається в тому самі вигляді:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \varphi.$$

Для ґрунтів, що мають зчеплення, підставивши в (8.6) $\sigma_i^* = \sigma_i + c \operatorname{ctg} \varphi$ ($i=1,3$) отримуємо умову граничного напруженого стану у вигляді:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi. \quad (8.7)$$

Із виразу (8.7) за $\sigma_3 = 0$ отримуємо опір одновісному стисненню зразка пілувато-глинистого ґрунту з характеристиками міцності φ , c (рис. 8.5, а):

$$\sigma_{сж} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (8.8)$$

При $\varphi = 0$, тобто для ідеально зв'язного ґрунту маємо $\varphi_{сж} = 2c$ (рис. 8.5, б).

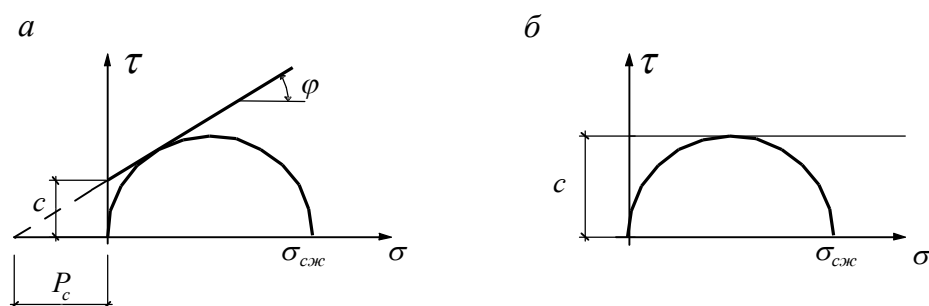


Рисунок 8.5 – Граничні круги напруження для зв'язного (а) й ідеально зв'язного (б) ґрунтів для умов одновісного стиснення

Важлива властивість умови Кулона полягає в тому, що вона визначає положення майданчиків зрушення, тобто значення кута θ рисунку 8.3, б. Для його визначення треба скласти вираз $F = \tau - \sigma \tan \varphi$, записавши τ і σ через головне напруження та кут θ , а потім з умови $dF/d\theta = 0$ знайти θ . Він пов'язаний із кутом внутрішнього тертя:

$$\varepsilon = \pi/4 - \varphi/2. \quad (8.9)$$

Це безпосередньо видно з рисунку 8.4: точка M є полюсом кола напруження, тому пряма MB задає положення майданчика зрушення, а $\angle BMO_I$ – кут між нею і горизонталлю. З $\triangle MBO$ зрозуміло, що $\angle BMO_I = \pi/4 + \kappa/2$, звідки слідує значення ε за (8.9).

З курсу опору матеріалів відомі формули, що зв'язують головні напруження з напруженнями на майданчиках, паралельних координатним вісям:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}.$$

Підставляючи їх у (8.7), отримуємо ще одну форму умови граничної рівноваги або граничного напруженого стану:

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi. \quad (8.10)$$

Для просторових завдань, коли напружений стан описується шістьма компонентами матриці напруження або трьома головними напруженнями $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ усі вони, певно, мають входити до умов міцності. Особливістю умови Кулона – Мора є неврахування проміжного головного напруження σ_2 . У багатьох практично важливих випадках цей вплив несуттєвий і їм можна нехтувати. У той же час застосування умови Кулона дозволяє спростити розв’язання завдань за оцінкою стійкості ґрунтів. Цим пояснюється його широке використання.

Проте в деяких випадках, особливо для щільних піщаних і великоуламкових ґрунтів, урахування впливу проміжного головного напруження виявляється доцільним. Тоді використовуються складніші умови міцності, наприклад, умова Мізеса – Боткіна, згідно з якою співвідношення, аналогічне закону Кулона, виконується на октаедричних майданчиках, рівно нахилених до напрямів головного напруження.

8.3 Визначення початкового критичного навантаження та розрахункового опору основи

Розглянемо фундамент з глибиною заставляння d під стіну будівлі. В основі – однопорідний ґрунт із характеристиками γ , φ , c . Приймаємо розрахункову схему з середнім тиском $p = F_v/A$ по ширині подошви та при навантаженням γd поза нею завдяки вазі ґрунту в межах глибини закладення (рис. 8.6). Представимо цю схему як суперпозицію двох, що розглядалися раніше. Приймаючи гідростатичний розподіл напруження від суцільного навантаження (при коефіцієнті бічного тиску $\xi = 1$) і використовуючи формули для головних напружень від смугового навантаження, отримуємо:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{p - \lambda d}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) + \gamma(d + z), \quad (8.11)$$

де 2β – кут видимості в точці M (рис. 8.6).

Вважатимемо, що формулу (8.11) можна використовувати на початку стадії зрушень, коли в деяких точках основи вже виконується умова міцності (8.7). Підставивши в нього головне напруження за (8.11), маємо:

$$\frac{p - \gamma d}{\pi} (\sin 2\beta - 2\beta \sin \varphi) - \gamma(d + z) \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi = 0. \quad (8.12)$$

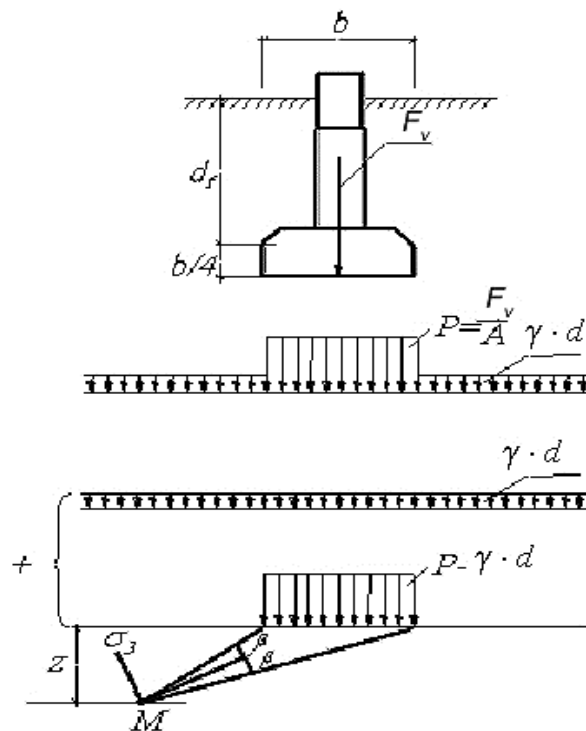


Рисунок 8.6 – Розрахункова схема до визначення початкового критичного навантаження

В останньому рівнянні значення β, z можна розглядати як координати точок, у яких під дією навантаження p виконується умова граничної рівноваги й виникають майданчики зрушення, орієнтовані відносно σ_1 під кутом $\pm \varepsilon$ відповідно до (8.9). У таких точках майданчики зрушення співпадутъ із променями, проведеними з точки M до країв підшови фундаменту, тобто:

$$\beta = \pi/4 - \varphi/2, \quad 2\beta = \pi/2 - \varphi. \quad (8.13)$$

Дозволяючи (8.12) відносно p і підставляючи значення кута видимості за (8.13), отримуємо:

$$p = \frac{\pi \gamma (d + z) + \pi c \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma d. \quad (8.14)$$

За початковим критичним навантаженням у (8.14) варто прийняти $z=0$, тоді:

$$p_{нач} = M_q \gamma d + M_c c, \quad (8.15)$$

де M_q, M_c – коефіцієнти, що залежать тільки від кута внутрішнього тертя й визначаються співвідношеннями:

$$\begin{aligned} M_q &= \frac{\operatorname{ctg} \varphi + \pi/2 + \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi - \pi/2 + \varphi}; \\ M_c &= \frac{\pi \operatorname{ctg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi - \pi/2 + \varphi}. \end{aligned} \quad (8.16)$$

Уперше завдання про початкове критичне або абсолютно безпечне навантаження на основу було поставлене та вирішене Н. П. Пузиревським.

Із формули (8.15) видно, що для незв'язного ґрунту ($c=0$) початкове критичне навантаження прямо пропорційне глибині закладання фундаменту. За $d=0$ (незаглиблений фундамент) така основа відразу починає працювати у стадії зрушень. За (8.15) ширина підосви не впливає на $p_{нач}$, у той же час зрозуміло, що якщо допустити розвиток в основі деяких зон граничної рівноваги, то їхній вплив на інтенсивність розвитку осідання для широкого фундаменту буде менше, ніж для вузького.

Загалом, обмеження навантаження по підосві фундаменту значенням $p_{нач}$ за (8.15) призводить до надійних, але неекономічних рішень, що підтверджено практикою будівництва. Тому запропоновані різні варіанти обґрунтування підвищення критичного навантаження на основі формули (8.14), якщо приймати в неї $z > 0$. Критерієм була та або інша ступінь

розвитку зон зрушення. Найбільшого поширення набула формула, що виходить із (8.14) у разі підстановлення в її значення $z=0,25b$:

$$p_{нач} = M_{\gamma} \gamma b + M_q \gamma' d + M_c c, \quad (8.17)$$

де M_{γ} – коефіцієнт при доданку, що враховує вплив питомої ваги та ширини підшви фундаменту, також залежний від кута внутрішнього тертя:

$$M_{\gamma} = \frac{0,25\pi}{ctg\varphi - \pi/2 + \varphi}.$$

Коефіцієнти M_q, M_c зберігають колишні значення за (8.16).

Значення $p_{нач}$ за (8.17) було назване нормативним тиском на основу й включене до норм проектування основ будівель і споруд у 1955 році. Надалі ця величина коригувалася на підставі даних практики фундаментобудування та спеціальних досліджень. У сучасних нормах вона названа розрахунковим опором основи й відбиває вплив різних чинників, що не враховуються розрахунковою схемою на рисунку 8.6. До них належать:

- залежність умов роботи основи від типу споруди, її конструктивної схеми та жорсткості;
- вид ґрунтів і ступінь достовірності визначення, що використовуються в розрахунках характеристик ґрунтів;
- шаруватість основи;
- можливість різної глибини заставляння з різних боків фундаменту, наприклад, із-за наявності в будівлі підвалу;
- розкид частинних значень показників ґрунтів: у формулі використовуються розрахункові значення γ, φ, c , що визначені статистичною обробкою.

Узагальнююча формула (8.17) для розрахункового опору ґрунту основи має вигляд:

$$R = \frac{\gamma_{c_1} \gamma_{c_2}}{k} [M_{\gamma} k_z \gamma_{II} b + M_q \gamma'_{II} d_1 + (M_q - 1) \gamma'_{II} d_b + M_c c]. \quad (8.18)$$

8.4 Основи теорії граничної рівноваги

У разі значного розвитку зон зрушень розглянутий підхід до визначення критичних навантажень із використанням формул (8.1) стає неправомірним. Отже, завдання визначення граничного навантаження має бути поставлене в загальному вигляді, без використання співвідношень, встановлених за теорією лінійно-деформівного середовища.

Як буде показано нижче, це одне із завдань теорії граничного напруженого стану (чи граничної рівноваги), що розглядає напружений стан масивів ґрунтів в укосах, за огорожами, навколо анкерних конструкцій і тому подібне. Основоположником теорії граничної рівноваги є французький інженер і учений Ш. Кулон, що вивчив у 1773 р. граничну рівновагу склепін і підпірних стін. У сучасному вигляді теорія граничної рівноваги ґрунтів і загальний метод розв'язання її завдань були розроблені в працях В. В. Соколовського в 1939 р. Графічний метод розв'язання плоскої задачі запропонований С. С. Голушкевичем, а розв'язання просторової вісесиметричної задачі отримане В. Г. Березанцевим. Подальший розвиток теорія отримала в роботах: М. В. Малишева, Ю. А. Соболевського, Ю. І. Соловйова, А. С. Строганова, А. К. Черникова, П. І. Яковлєва, Г. Мейєргофа, Ж. Біареза та ін.

Наведемо рівняння теорії граничної рівноваги для умов плоского завдання, коли напружений стан ґрунту можна охарактеризувати на площині xOz нормальною напругою σ_x , σ_z і дотичними $\tau_{xz} = \tau_{zx} = \tau$.

Диференціальні рівняння рівноваги в точці отримаємо, розглядаючи елементарний об'єм ґрунту $dx \cdot dz \cdot l$ (рис. 8.7). Прирівнюючи до нуля суми проекцій на координатні вісі, маємо:

$$\sum x = 0 : \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0; \quad (8.20)$$

$$\sum z = 0 : \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma.$$

Приєднавши до рівнянь (8.20) умову граничного напруженого стану (8.10), отримуємо систему трьох рівнянь із трьома невідомими напруженнями. Такі завдання розглядаються як статично визначені.

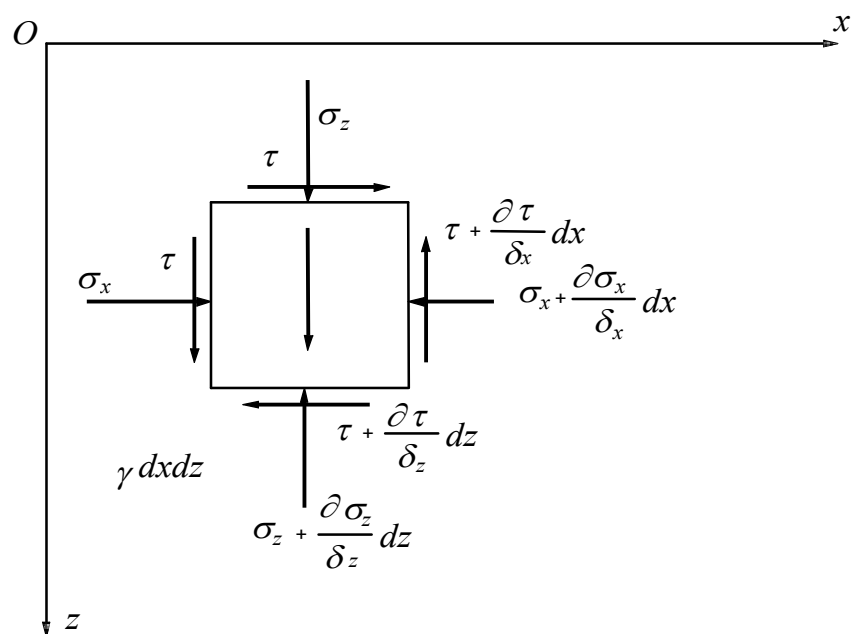


Рисунок 8.7 – До виведення диференціальних рівнянь рівноваги

Граничним буде навантаження, яке викликає в основі розподіл напруження, що задовольняє приведеній системі рівнянь.

Уводимо підстановку:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_z \end{array} \right\} = \sigma (1 \pm \sin \varphi \cos 2\theta) - p_c; \quad (8.21)$$

$$\tau = \sigma \sin \varphi \sin 2\theta,$$

де $\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + p_c$ – приведенне середнє напруження; θ – кут між першим головним напруженням і віссю O_x .

Підстановка (8.21) обертає умову граничної рівноваги в тотожність, а рівняння (8.20) – у систему двох рівнянь у частинних похідних першого порядку:

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \sigma}{\partial x} (1 + \sin \varphi \cos 2\theta) + \frac{\partial \sigma}{\partial z} \sin \varphi \sin 2\theta - \\
& - 2\sigma \sin \varphi \left(\sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x} - \cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = 0; \\
& \frac{\partial \sigma}{\partial x} \sin \varphi \sin 2\theta + \frac{\partial \sigma}{\partial z} (1 - \sin \varphi \cos 2\theta) + \\
& + 2\sigma \sin \varphi \left(\cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x} + \sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = \gamma.
\end{aligned} \tag{8.22}$$

Система рівнянь (8.22) належить до гіперболічного типу й має два дійсні сімейства характеристик із рівняннями:

$$dz = dx \operatorname{tg}(\theta \mp \varepsilon), \tag{8.23}$$

до того ж на характеристиках виконуються співвідношення:

$$d\sigma \mp 2\sigma \operatorname{tg} \varphi \cdot d\theta = \mp \frac{\gamma}{\cos \varphi} \cdot \frac{\cos(\theta + \varepsilon)}{\cos(\theta \mp \varepsilon)} dx, \tag{8.24}$$

де $\varepsilon = \pi/4 - \varphi/2$.

Доведено, що лінії ковзання в стані граничної рівноваги співпадають із характеристиками (8.23).

У деяких випадках рівняння (8.23, 8.24) можна проінтегрувати та встановити контур ліній ковзання. Найбільш важливими з таких випадків є мінімальне та максимальне граничні напружені стани.

Розглянемо масив ґрунту, обмежений горизонтальною поверхнею, на якій прикладено рівномірно розподілене навантаження q , питома вага ґрунту γ . З рівнянь рівноваги (8.20) виходить:

$$\tau = 0; \quad \sigma_z = \gamma z + q. \tag{8.25}$$

З виразу для дотичного напруження (8.21) отримуємо ($\sigma, \varphi \neq 0$) $\sin 2\theta = 0$. Кут θ може дорівнювати 0 або $\pi/2$, тому можливі два випадки граничної рівноваги:

1. Більш головне напруження вертикальне, тобто: $\theta = \pi/2$ і, відповідно, $\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_3 = \sigma_x$. Зіставляючи вирази для σ_z за (8.25, 8.21), отримуємо:

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot Z + q + p_c}{1 + \sin \varphi}.$$

Менш головне напруження, діюче горизонтально, на основі (8.21) дорівнює:

$$\begin{aligned} \sigma_x = \sigma_3 = \\ = (\gamma z + q) \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - p_c \left(1 - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) = (\gamma z + q) \lambda_a - 2c \sqrt{\lambda_a}. \end{aligned} \quad (8.26)$$

Рівняння (8.24) інтегруються за $\theta = \pi/2$ і лінії ковзання є прямими, нахиленими до вісі O_z та напруженню σ_1 під кутом $\pm \varepsilon$ (рис. 8.8, а):

$$z = \pm x \cdot \operatorname{ctg} \varepsilon + \operatorname{const}.$$

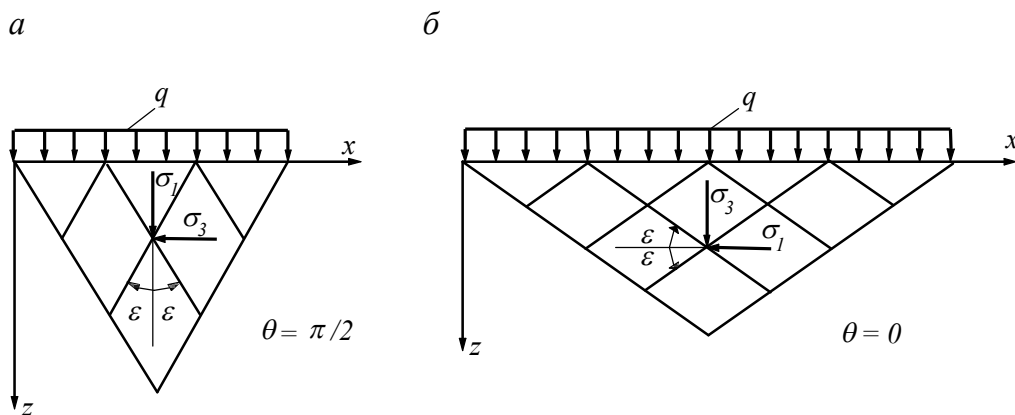


Рисунок 8.8 – Мінімальне (а) і максимальне (б) граничні напружені стани

Цей випадок, коли $\sigma_z > \sigma_x$, називається *мінімальним напруженим станом*. Якщо уявити, що масив ґрунту ліворуч обмежений гладкою вертикальною стіною, то розглянуте положення характеризує активний тиск на неї ґрунту, а коефіцієнт:

$$\lambda_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2 \varepsilon, \quad (8.27)$$

називається *коефіцієнтом активного бічного тиску ґрунту*.

2. Аналогічно розглядаємо випадок $\theta = 0$, коли $\sigma_x = \sigma_1$, $\sigma_z = \sigma_3$. Тут з виразу для σ_z за (8.21, 8.25) отримуємо:

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot Z + q + p_c}{1 - \sin \varphi},$$

тоді:

$$\begin{aligned} \sigma_x = \sigma_1 &= \sigma(1 + \sin \varphi) - p_c = \\ &= (\gamma z + q) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + p_c \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 1 \right) = (\gamma z + q) \lambda_n + 2c\sqrt{\lambda_n}. \end{aligned} \quad (8.28)$$

Рівняння ліній ковзання після інтеграції (8.23) мають вигляд:

$$z = \pm x \cdot \operatorname{ctg} \varepsilon + \operatorname{const},$$

що відповідає прямим, нахиленим до вісі O_x під кутом $\pm \varepsilon$ (рис. 8.8, б).

Це випадок максимального напруженого стану, або граничної рівноваги, передуючий випору ґрунту із зміщенням вгору під дією гладкої вертикальної стіни, що насувається на нього. Тому коефіцієнт:

$$\lambda_n = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) = 1/\lambda_a \quad (8.29)$$

називається *коефіцієнтом пасивного бічного тиску*.

Розв'язання теорії граничної рівноваги також спрощуються, якщо не враховувати вагу ґрунту, вважаючи його «невагомим» ($\gamma = 0$). Рівняння (8.24) інтегруються:

$$\sigma = C_1 \exp(\pm 2\theta \operatorname{tg} \varphi), \quad (8.30)$$

де C_1 – постійна інтегрування.

Покажемо використання приведених співвідношень на прикладі визначення граничного тиску на невагому основу (завдання Прандтля – Рейснера).

Нехай тertia по підшві фундаменту відсутнє, тобто $\tau = 0$. Поза нею на основу з характеристиками міцності φ, c діє рівномірно розподілене навантаження q (рис. 8.9). Згідно з викладеним, у зоні OAB наявний мінімальний напружений стан, а в зоні ODC – максимальний. Зона BOC перехідна й в ній значення θ змінюється від $\pi/2$ до 0 .

У OAB за $\theta = \pi/2$ $\sigma_z = \sigma(1 + \sin \varphi) - p_c = p_{пред}$, звідки:

$$\sigma = \frac{p_{пред} + p_c}{1 + \sin \varphi}. \quad (8.31)$$

У зоні ODC при $\theta = 0$ $\sigma_z = \sigma(1 - \sin \varphi) - p_c = q$ і відповідно:

$$\sigma = \frac{q + p_c}{1 - \sin \varphi}. \quad (8.32)$$

У перехідній зоні справедливо (8.30), а постійну C_I можна знайти з умови на лінії OC : за $\theta = 0$ $\sigma = C_I \exp 0 = C_I$, тобто з урахуванням (8.32) постійна дорівнює:

$$C_I = \frac{q + p_c}{1 - \sin \varphi}. \quad (8.33)$$

Отже, в області BOC за (8.30, 8.33):

$$\sigma = \frac{q + p_c}{1 - \sin \varphi} \exp(2\theta \operatorname{tg} \varphi). \quad (8.34)$$

Тепер з умови на лінії OB , прирівнюючи σ за (8.31) і (8.34), можна знайти невідомий граничний тиск:

$$p_{пред} = (q + p_c) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) - p_c. \quad (8.35)$$

Для ідеально зв'язного ґрунту граничний перехід у (8.35) за $\varphi \rightarrow 0$ дає формулу Прандтля:

$$p_{пред} = (\pi + 2)C + q. \quad (8.36)$$

Відомі інші аналітичні розв'язання рівнянь граничної рівноваги для невагомого ґрунту. Проте неврахування дії ваги ґрунту призводить до заниження граничного навантаження. Тому такі розв'язання можна використовувати при значних навантаженнях на основу та невеликих розмірах споруд. Вони знаходять також застосування для інтерпретації лабораторних і польових випробувань ґрунтів, коли вагою ґрунту в зонах зрушення можна нехтувати через невеликі розміри, особливо у разі значного зчеплення. Типовим прикладом такого роду є статичне зондування.

Крім того, аналітичні розв'язання в замкнутому вигляді використовуються під час розгляду складних завдань і побудові їх розрахункових схем. Так, В. В. Соколовський обґрунтував можливість накладання граничних напружених станів із отриманням сумарного граничного навантаження за замкнутими розв'язаннями. Наприклад, складання граничних навантажень для невагомої зв'язкової ($\varphi \neq 0, c \neq 0, \gamma = 0$) і вагомого ідеально сипкого середовища ($\varphi \neq 0, c = 0, \gamma \neq 0$) дає граничне навантаження для вагомого зв'язного середовища з декілька зниженим кутом внутрішнього тертя.

Положення зон мінімального та максимального граничних напружених станів і характер ліній ковзання в них за розв'язанням Прандтля – Рейснера (рис. 8.9) прийняті за основу в багатьох наближених методах визначення граничного навантаження на фундамент. Водночас враховувався встановлений численними дослідями факт утворення під подошвою фундаменту при його навантаженні й осіданні ядра з ущільненого ґрунту, що не знаходиться в граничному стані. Воно діє як жорстке доповнення фундаменту, подібно до клину призводячи до випору прилеглих зон. Контур ядра обґрунтовувався експериментальними даними

й приймався по-різному різними авторами. Причина тут в тому, що на форму ядра впливають багато чинників: жорсткість фундаменту, шорсткість підшви, властивості ґрунту, характер вантаження та ін. Приблизно враховувалася також вага ґрунту в зрушуваних зонах.

Перше з таких розв'язань, що широко застосовувалося на практиці, дав К. Терцагі (1943 р.). Ущільнене ядро під підшвою фундаменту обмежене прямими з країв підшви, нахиленими до неї під кутом внутрішнього тертя ґрунту (рис. 8.10).

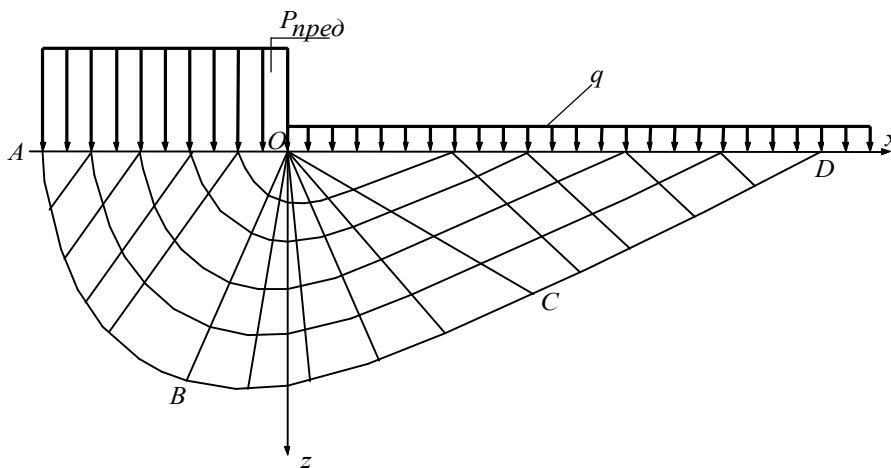


Рисунок 8.9 – Лінії ковзання ппід час визначення граничного навантаження на невагому основу

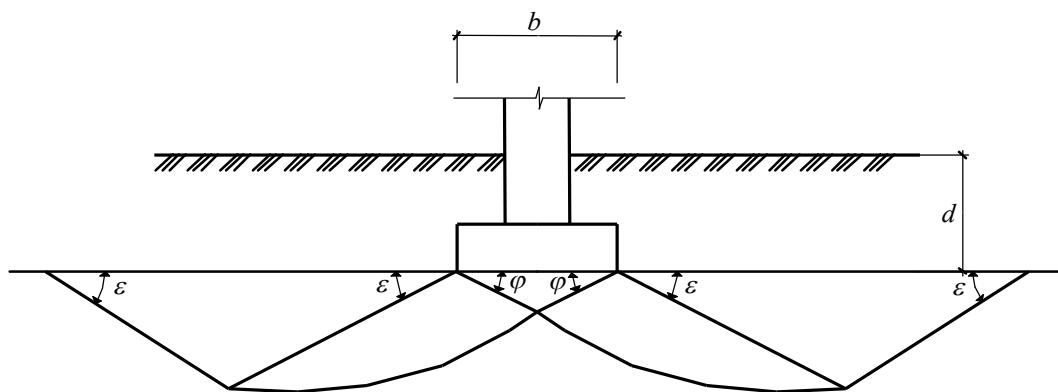


Рисунок 8.10 – Розрахункова схема в розв'язанні К. Терцагі

Розв'язання було представлене в тричленній формі, що стала надалі загальноприйнятою:

$$p_{пред} = N_{\gamma} \gamma b + N_q \gamma d + N_c c, \quad (8.37)$$

де N_{γ} , N_q , N_c – коефіцієнти несучої здатності, що залежні від кута φ .

Останні коефіцієнти взаємозв'язані:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi. \quad (8.38)$$

Аналогічні співвідношення виконуються для M_q , M_c в (8.17), що легко перевірити.

Разом із аналітичними методами та спрощеними розв'язаннями завдань теорії граничної рівноваги третім і основним за можливостями її застосувань і напрямом є розв'язання системи рівнянь (8.22) чисельними методами. Подальше перетворення рівнянь і розв'язання їх методом кінцевих різниць дозволяє розглядати граничний напружений стан основ через різні граничні умови, масивів ґрунтів в укосах, за підпірними стінками, навколо паль і ґрунтових анкерів.

У класичних роботах В. В. Соколовського подано вичерпне розв'язання плоскої задачі теорії граничної рівноваги з узагальненням на нелінійну умову міцності й шаруватість середовища.

Вісесиметричне завдання сипкого середовища було розроблене В. Г. Березанцевим. Він також здійснив великі експериментальні дослідження умов настання граничного напруженого стану з розробкою різних схем для паль і фундаментів глибокого закладання.

Нині подальший розвиток теорії граничного напруженого стану ґрунтів зв'язується з підвищенням вимог до точності вживаної умови міцностей з побудовою так званих повних розв'язань, що характеризуються спільними полями напружень і швидкостей пластичних деформацій. Із цим напрямом, заснованим на ідеях і методах теорії пластичності, можна ознайомитися в роботах Ю. І. Соловйова, А. С. Строганова, А. К. Черникова.

8.5 Формули для визначення граничного критичного навантаження

Формули для визначення граничного критичного навантаження чи граничного опору основи приводяться до виду (8.37). Найбільш практичне

застосування отримали формули на підставі розв'язань В. В. Соколовського і В. Г. Березанцева.

Рішення В. В. Соколовського дано для схеми дії похилого навантаження з одностороннім випором ґрунту (рис. 8.11).

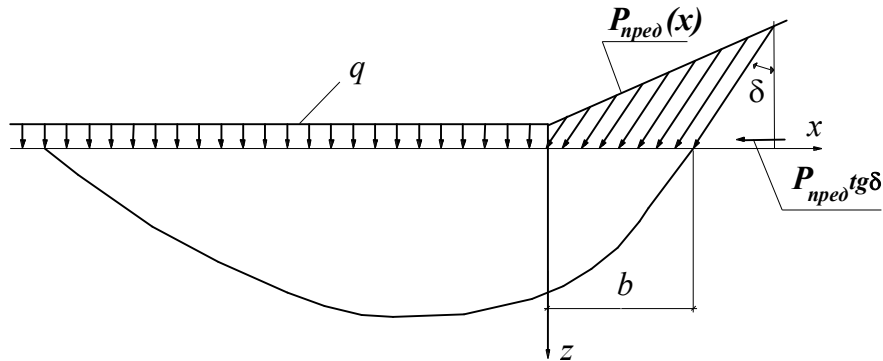


Рисунок 8.11 – Розрахункова схема за похилого навантаження

Вертикальна складова граничного навантаження в точці завантаженої смуги $0 \leq x \leq b$ визначається за формулою:

$$p_{пред} = N_{\gamma} \gamma x + N_q q + N_c c ,$$

де N_{γ} , N_q , N_c – коефіцієнти несучої здатності, які залежні від кута внутрішнього тертя і кута нахилу навантаження δ .

Зазначені коефіцієнти затабульовані для значень $\varphi \leq 40^\circ$ та $\delta \leq 40^\circ$. Горизонтальна складова граничного навантаження дорівнює $p_{np} \text{tg} \delta$.

Розв'язання В. Г. Березанцева отримано для граничного навантаження на основу стрічкового (плоске завдання) й кругового (вісесиметричне завдання) фундаментів. Останнє можна застосовувати для фундаментів квадратної або близької до неї форми. Розрахункова схема подібна до схеми Терцагі, але ущільнене ядро під подошвою приймалося у вигляді трикутника з кутом при вершині 90° і відповідного конуса при розв'язанні вісесиметричної просторової задачі. Крім того, контур ліній ковзання брався на підставі їх аналізу в чисельних розв'язаннях для ґрунту з урахуванням його ваги. Результати розрахунків також наводилися до форми (8.37).

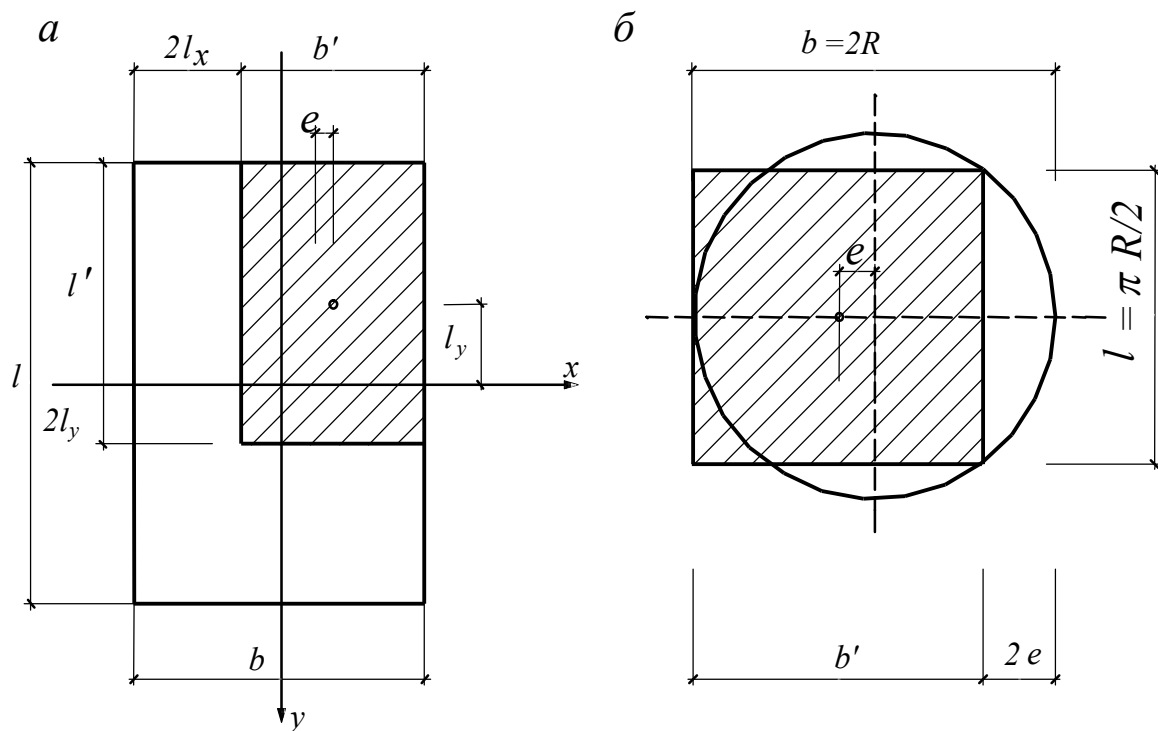


Рисунок 8.12 – Схеми визначення приведених розмірів підшви прямокутного (а) та круглого (б) фундаментів

На підставі аналізу, приведених та інших розв'язань у нормах проектування, прийнята така формула для вертикальної складової сили граничного опору основи, складеної декількома ґрунтами в стабілізованому стані:

$$N_u = b'l'(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma'_I d + N_c \xi_c c_I), \quad (8.39)$$

де $b'l'$ – приведені, тобто зменшені на величину подвійного ексцентриситету діючого навантаження розміри підшви фундаменту, до того ж шириною b вважається сторона, у напрямі якої передбачається втрата стійкості:

$$b' = b - 2e_x; \quad l' = l - 2e_y;$$

e_x, e_y – ексцентриситети (рис. 8.12).

Таблиця 8.1 – Значення коефіцієнтів несучої здатності у формулі (8.38)

Кут φ_I		Коефіцієнти N_γ, N_q, N_c за кутів нахилу рівнодійного навантаження до вертикалі, град.							
		0	5	10	15	20	25	30	35
15	N_γ	1,35	1,02	0,61	$\left\{ \begin{matrix} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 14,5$			
	N_q	3,94	3,45	2,84					
	N_c	10,98	9,13	6,88					
20	N_γ	2,88	2,18	1,47	$\left\{ \begin{matrix} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 18,9$			
	N_q	6,40	5,56	4,64					
	N_c	14,84	12,53	10,02					
25	N_γ	5,87	4,50	3,18	$\left\{ \begin{matrix} 0,58 \\ 3,60 \\ 5,58 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 22,9$			
	N_q	10,66	9,17	7,65					
	N_c	20,72	17,53	14,26					
30.	N_γ	12,39	9,43	6,72	$\left\{ \begin{matrix} 0,95 \\ 4,95 \\ 6,85 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 26,5$			
	N_q	18,40	15,63	12,94					
	N_c	30,14	25,34	20,68					
35	N_γ	27,50	20,58	14,63	$\left\{ \begin{matrix} 1,60 \\ 7,04 \\ 8,63 \end{matrix} \right\}$	$\delta = 29,8$			
	N_q	33,30	27,86	22,77					
	N_c	46,12	38,36	31,09					

Зрозуміло, $N_u/b'l' = p_{пред}$ і в дужках формули (8.39) стоять ті ж доданки, що і в (8.37). Значення коефіцієнтів несучої здатності наведені в таблиці 8.1. Коефіцієнти N_q, N_c відповідають рішенню Соколовського, значення N_γ дещо занижені. Під час користування табличними даними необхідно задовольнити умову $tg\delta < \sin \varphi_I$.

Коефіцієнти ξ_γ, ξ_q, ξ_c враховують форму підошви фундаменту та визначаються за формулами:

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \quad (8.40)$$

де $\eta = l'/b'$.

Якщо $\eta < 1$, приймаємо $\xi = 1$; якщо $\eta > 5$, основи розглядаємо як працюючі в умовах плоского завдання і $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$.

Якщо основа складена водонасиченими повільно ущільнювальними ґрунтами, то вертикальна складова сили граничного опору основи стрічкового фундаменту визначається за формулою:

$$n_u = b'[q + (1 + \pi - \alpha + \cos \alpha)c_I], \quad (8.41)$$

де b' , c_I – ті ж позначення, що і в (8.39); q – привантаження з боку фундаменту, у напрямі якого діє горизонтальна складова навантаження f_h на 1 метр довжини фундаменту; $\alpha = \arcsin \frac{f_h}{b'C_I}$.

Якщо $f_h = 0$, отримуємо $\alpha = 0$ і зрозуміло, що $n_u/b' = p_{пред}$ за формулою (8.36). Таким чином, (8.41) узагальнює формулу Прандтля.

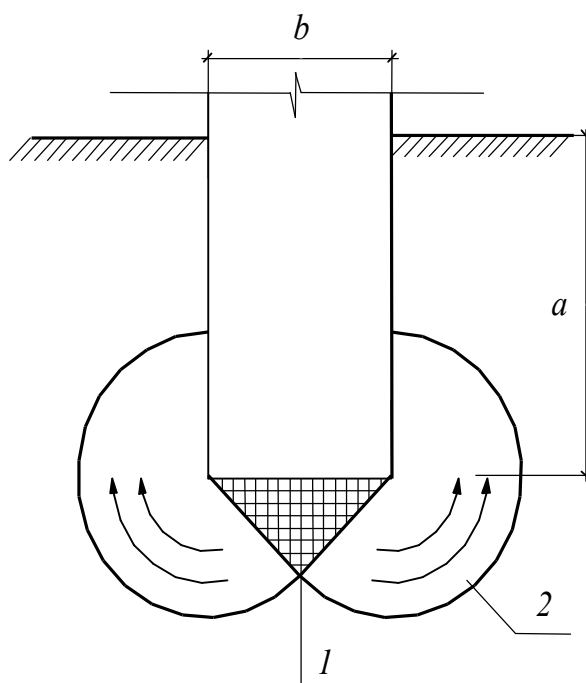


Рисунок 8.13 – Схема глибинного випору: 1 – ущільнене ядро; 2 – зони граничної рівноваги

У розглянутих розв'язаннях при вантаженні q поза підшви фундаменту замінює вагу ґрунту в межах глибини закладання, водночас взаємодія ґрунту з областями зрушення не враховується. Це можна допустити лише за невеликої глибини закладання.

Із збільшенням глибини закладання фундаменту характер розвитку зон граничного напруженого стану і контур ліній ковзання змінюються, випору на поверхню ґрунту може і не відбуватися – зони локалізуються усередині основи у бічних поверхонь фундаменту (рис. 8.13), що, проте, супроводжується різким зростанням осідань. Відповідні розрахункові схеми використовуються під час визначення несучої здатності глибоко закладених фундаментів, паль і паль – оболонки.

ГЛАВА 9 СТІЙКІСТЬ УКОСІВ І ТИСК ҐРУНТІВ НА ОБГОРОДЖЕННЯ ТА ПІДПІРНІ СТІНИ

9.1 Значення питання та загальні положення

Укоси утворюються при відсіпаннях різних насипів (дороги, дамби, греблі), а також при влаштування виїмок (канави, траншеї, котловани, канали, кар'єри) або в час перепрофілювання територій. Природний укіс, що обмежує масив ґрунту природного складання, називається *схилом*.

Для характеристики укосу використовують такі терміни: *підоси́ва* укосу (рис. 9.1, точка *A*), *брі́вка* укосу (рис. 9.1, точка *C*), – *висота* укосу H , *закладання* – B . *Крутість* укосу характеризується кутом нахилу α або його тангенсом $\operatorname{tg}\alpha = H/B$. На практиці частіше використовують завдання укосу у вигляді $1 : m$, де $m = B/H$ (наприклад, за $m = 1$ маємо $\alpha = 45^\circ$, за $m = 0$ $\alpha = \pi/2$, тобто вертикальний укіс або уступ).

Укі́с – це елемент штучної споруди з ґрунту, що постійно зустрічається в інженерній практиці. Втрата стійкості з обваленням укосу або його частини може призвести до катастроф з тяжкими наслідками, особливо для високих дорожніх насипів, гребель, глибоких кар'єрів.

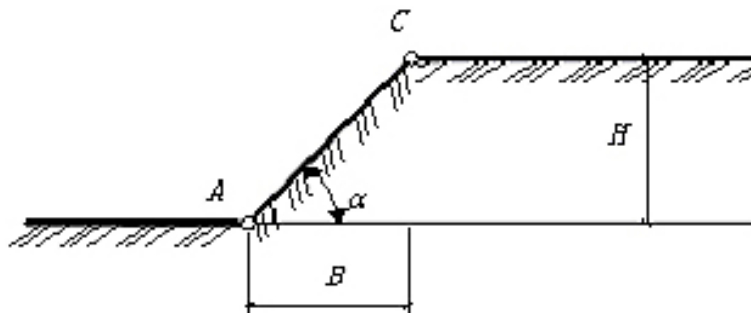


Рисунок 9.1 – Елементи укосу

Закономірності формування схилів і процеси схилів вивчають в інженерній геології. Укоси штучних ґрунтових споруд перебувають під впливом різних природних і техногенних дій. Зважаючи на це, проектування укосів з кількісною оцінкою їх стійкості методами механіки ґрунтів повинен передувати детальний аналіз інженерно-геологічних умов. Тільки на його підставі можна обґрунтувати адекватні розрахункові схеми та методи розрахунку, вибрати розрахункові показники механічних властивостей ґрунтів, а за необхідності рекомендувати оптимальні заходи підвищення стійкості.

Можна виділити два підходи до рішення завдань стійкості укосів:

- детальний аналіз напружено-деформованого стану укосу та його зміни в часі аж до граничного стану;
- розгляд напруженого стану укосу в граничному стані з прийняттям найбільш вірогідної схеми його руйнування.

Перший, загальніший підхід, використовується в особливо складних і відповідальних ситуаціях, наприклад, під час проектування високих гребель у гідротехніці. Він вимагає застосування складних моделей ґрунту, трудомістких обчислень, а також дуже ретельного визначення механічних характеристик ґрунтів, зокрема реологічних.

У проектній практиці промислового та цивільного будівництва зазвичай використовують другий підхід, що іноді має назву «граничний аналіз». Це пов'язано з тим, що він проводиться методами теорії граничного напруженого стану (граничної рівноваги), розрізняючись лише відносно міри гіпотез або спрощень, що приймаються.

Відомо багато способів, які реалізують другий підхід. Їх можна розділити на такі три групи.

1. Методи, які засновані на спрощених розрахункових схемах із прийняттям плоских поверхонь (площин) ковзання.

2. Методи, що розглядають можливість руйнування укосів із зміщенням ґрунту по деяких криволінійних поверхнях ковзання. Форма їх набувається заздалегідь (метод відсіків), а також виявляється в ході розв'язування (варіаційні методи).

3. Методи, засновані на розв'язанні системи рівнянь теорії граничної рівноваги (9.23) з побудовою сітки ліній ковзання в масиві ґрунту, що утворює укіс.

Кількісно ступінь стійкості укосу зазвичай характеризується коефіцієнтом стійкості або надійності, що визначається відношенням:

$$K_{уст} = \Phi_{уд} / \Phi_{разр} , \quad (9.1)$$

де $\Phi_{уд}$ – чинник, що враховує дію усіх сил, що забезпечують стійкість;
 $\Phi_{разр}$ – тяж, що викликають обвалення укосу.

Суть чинників – сили або моменти сил – залежить від форми вірогідного обвалення укосу й, отже, від прийнятої розрахункової схеми.

Під час проектування укосів можуть ставитися та розв'язуватися завдання двох типів:

1. Для даного, тобто прийнятого, призначеного або існуючого контура укосу визначити коефіцієнт стійкості. Зрозуміло, за визначенням (9.1) за $K_{уст} > 1$ укіс стійкий, за $K_{уст} < 1$ – нестійкий, за $K_{уст} = 1$ наявна гранична рівновага.

2. Задавшись значенням $K_{уст}$, знайти відповідний йому контур укосу.

Підставою для призначення коефіцієнта стійкості можуть бути нормативні рекомендації (зазвичай $K_{уст} = 1,2 \dots 1,5$), а також спеціальні передпроектні дослідження.

Далі розглянемо тільки найбільш прості, але часто використовувані методи розрахунку стійкості укосів для умов плоского завдання.

9.2 Стійкість укосів за плоских поверхнів ковзання

9.2.1 Укіс в ідеально сипкому ґрунті ($\varphi \neq 0, c = 0$)

Розглянемо граничну рівновагу, що передуює зрушенню частини масиву ґрунту ABC вниз по площині AC (рис. 9.2). Для такої схеми руйнування маємо:

$$\begin{aligned} \Phi_{разр} &= T_{сдв} = Q \sin \theta; \\ \Phi_{уд} &= T_{уд} = N \operatorname{tg} \varphi = Q \cdot \cos \theta \operatorname{tg} \varphi, \end{aligned} \quad (9.2)$$

де Q – вага масиву ABC .

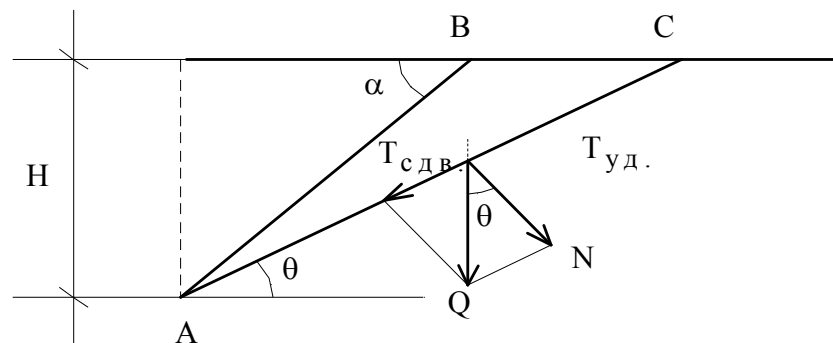


Рисунок 9.2 – Схема розрахунку стійкості укосу з незв'язного ґрунту

У граничній рівновазі $T_{cd\vartheta} = T_{y\vartheta}$, звідки $tg\theta = tg\varphi$ та $\theta = \varphi$. Оскільки максимальне значення $\theta_{max} = \alpha$, та умова граничної рівноваги для укосу з сипкого ґрунту можна записати у вигляді:

$$\theta_{max} = \alpha = \varphi. \quad (9.3)$$

Якщо $\alpha > \varphi$, частина укосу зісковзне, і він стане пологішим відповідно до (9.3). Звідси виникає поняття «кут природного укосу», тобто кут, що утворюється будь-яким сипким матеріалом (пісок, гравій, зерно, борошно та ін.) при його вільному відсипанні на горизонтальну поверхню.

За значенням (9.1) отримуємо:

$$K_{yct} = \frac{T_{y\vartheta}}{T_{cd\vartheta}} = \frac{tg\varphi}{tg\alpha}. \quad (9.4)$$

Якщо потрібно визначити кут нахилу укосу, що гарантує його стійкість із заданим коефіцієнтом K_{yct}^H . З (9.4), отримуємо:

$$\alpha = \arctg(tg\varphi / K_{yct}^H).$$

Можна помітити, що висота укосу в цьому випадку не є впливаючим параметром.

9.2.2 Ґрунт, що має тільки зчеплення

Для зв'язних ґрунтів, що мають зчеплення, наприклад, для глинистих, поняття про кут природного укосу втрачає сенс, оскільки кут укосу багато в чому залежить від вологості ґрунту. Із збільшенням вологості кут укосу глинистих ґрунтів зменшуватиметься, наближаючись для текучого стану до нуля. Вплив вологості на кут укосу зв'язних ґрунтів можна пояснити зменшенням сил зчеплення у разі збільшення вологості ґрунту, оскільки тертя для цих ґрунтів має мізерну величину. З іншого боку, у зв'язному ґрунті за певних умов укіс може триматися вертикально.

Розглянемо умову рівноваги масиву зв'язного ґрунту, обмеженого вертикальним укосом (рис. 9.3), який має тільки зчеплення, у припущенні,

що поверхня ковзання плоска. Проведемо під довільним кутом ω можливу поверхню ковзання ac . Складемо рівняння рівноваги сил, діючих на призму abc , що зсувається. Діючою силою буде Q вага призми abc :

$$Q = \gamma \frac{hbc}{2} = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \omega.$$

Силами опору будуть сили зчеплення c , які рівномірно розподілені по площині ковзання $ac = \frac{h}{\sin \omega}$. Складемо умову рівноваги усіх сил, діючих на призму abc , для чого візьмемо суму усіх проекцій сил на напрям ac і прирівняємо її до нуля.

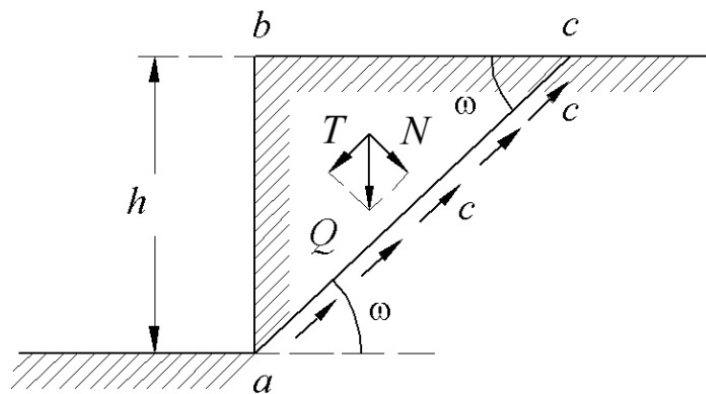


Рисунок 9.3 – Схема сил, діючих на вертикальний укіс зв'язного ґрунту

Знаходимо:

$$\frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg} \omega \sin \omega - c \frac{h}{\sin \omega} = 0, \quad (9.5)$$

чи:

$$\frac{\gamma h}{2} \cos \omega - \frac{c}{\sin \omega} = 0, \quad (9.6)$$

звідки:

$$c = \frac{\gamma h}{4} \sin 2\omega. \quad (9.7)$$

Визначимо значення висоти h_{90} , що відповідає максимальному використанню сил зчеплення ґрунту, тобто висоти, за якої не станеться зсуву призми abc . Зрозуміло, що це буде за $\sin 2\omega = 1$ або $2\omega = 90^\circ$, $\omega = 45^\circ$, тобто коли площина ковзання складатиме за горизонтальної поверхні масиву кут 45° із горизонтом.

Таким чином, отримуємо:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma}. \quad (9.8)$$

Величина h_{90} , тобто висота, за якої укiс зв'язного ґрунту тримається вертикально, називається *критичною висотою* масиву. За більшої висоти станеться сповзання масиву ґрунту. Якщо прийняти поверхню ковзання за круглоциліндричну, то величина h_{90} буде декілька менша. У цьому випадку матимемо:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \cdot 0,958.$$

Величина h_{90} відповідає максимально можливій висоті вертикального укусу. Для визначення цієї величини необхідно брати деяку частину від усього зчеплення, тобто вводити коефіцієнт запасу, який зазвичай приймають від 1,2 до 2,0.

Таким чином, у зв'язному ґрунті до певної висоти, залежної від щільності та сил зчеплення ґрунту, укiс може триматися вертикально.

9.2.3 Урахування фільтраційних сил

Якщо рівень підземних вод у масиві ґрунту розташований вище за подошву укусу, виникне фільтраційний потік, що виходить на нижній частині поверхні укусу. Розвинутий гідродинамічний тиск збільшить зрушувальну силу та стійкість укусу знизиться. Вважаючи, що крива

депресії виходить на укіс по дотичній до його поверхні, гідравлічний градієнт у точці виходу потоку можна прийняти $i = \sin \alpha$ (рис. 9.4, а).

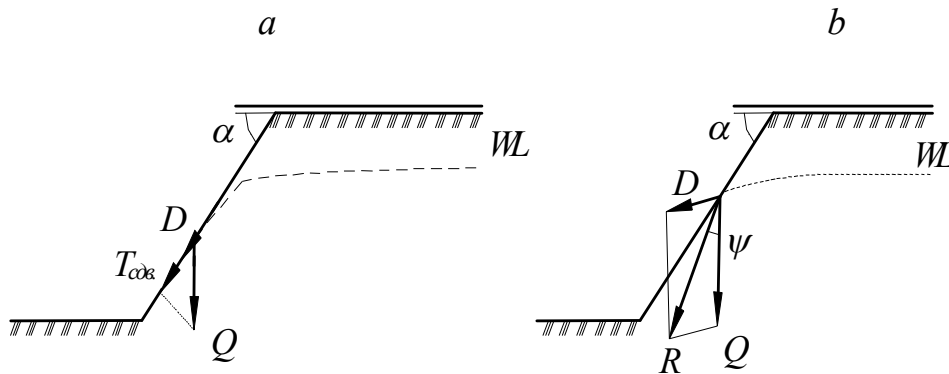


Рисунок 9.4 – Схеми розрахунку стійкості укосу за дії фільтраційного потоку

Тоді гідродинамічний тиск на одиницю об'єму ґрунту дорівнює $D_I = \gamma_w n i = \gamma_w n \sin \alpha$, де γ_w – питома вага води.

Відповідно зрушувальна сила для об'єму ґрунту $V = Q/\gamma_{взв}$ дорівнює:

$$D = D_I V = \frac{Q \cdot \gamma_w}{\gamma_{взв}} n \cdot \sin \alpha, \quad (9.9)$$

де $\gamma_{взв}$ – питома вага ґрунту з урахуванням зважуваної дії води.

Тоді загальне зрушувальне навантаження:

$$\sum T_{cdв} = T_{cdв} + D = Q \sin \alpha + \frac{Q \gamma_w}{\gamma_{взв}} n \sin \alpha.$$

Враховуючи, що $\gamma_w / \gamma_{взв} \approx 1$ і приймаючи $T_{y\partial}$ за (9.2), отримуємо:

$$K_{уст} = \frac{\sum T_{cdв}}{T_{y\partial}} = \frac{tg \varphi}{(1 + n) tg \alpha}, \quad (9.10)$$

тобто коефіцієнт стійкості зменшується.

Якщо дотична до розрахованої депресивної кривої не співпадає з поверхнею укосу, то графічно можна визначити кут відхилення ψ рівнодійній R від вертикалі (рис. 9.3, б). Тоді граничний стійкий кут нахилу укосу визначається з умови:

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg}(\varphi - \psi), \quad (9.11)$$

чи $\alpha = \varphi - \psi$.

Таким чином, для забезпечення стійкості укис необхідно прийняти пологішим.

9.2.4 Стійкість укосу за заданої площини ковзання

Розглянемо схему на рисунку 9.2 стосовно випадку, коли положення площини AC диктується певними геологічними умовами і його можна вважати відомим (наприклад, це може бути пов'язано з прошарком слабкого пилювато-глинистого ґрунту або з похилою покрівлею щільної підстилаючої породи, по якій можливе ковзання верхніх шарів у разі їхнього перезволоження).

Виразимо значення $T_{cd\vartheta}$ та $T_{y\vartheta}$ через параметри укосу H , α , Q та характеристики міцності по контакту шарів, враховуючи:

$$AB = H / \sin \alpha; \quad BC = H \sin(\alpha - \theta) / \sin \alpha \cdot \sin \theta.$$

На одиницю довжини укосу вага ґрунту дорівнює:

$$Q = \frac{\gamma H^2 \sin(\alpha - \theta)}{\sin \alpha \cdot \sin \theta},$$

тоді відповідно:

$$T_{cd\vartheta} = \gamma H^2 \sin(\alpha - \theta) / 2 \sin \alpha;$$

$$T_{y\vartheta} = \gamma H^2 \sin(\alpha - \theta) \cdot \cos \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi / 2 \sin \alpha \cdot \sin \theta + Hc / \sin \theta.$$

Під час визначення $T_{y\vartheta}$ сили зчеплення вважаємо рівномірно

розподіленими по площині AC .

Коефіцієнт стійкості для цієї схеми:

$$K_{уст} = \frac{T_{y\partial}}{T_{cd\partial}} = \frac{tg\varphi}{tg\theta} + \frac{2c}{\lambda H} \frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha-\theta) \cdot \sin\theta}. \quad (9.12)$$

Розглянуту схему можна застосувати під час розрахунку стійкості так званих притулених укосів, коли можливе зміщення пухких відкладень на покрівлі, підстилаючої міцнішої породи. Поверхня зрушення в цьому випадку проектується у вигляді ламаної прямої й по точках зламу увесь масив ґрунту, що зсувався, розбивається на низку відсіків простої – трикутної або трапецієдної – форми (рис. 9.5).

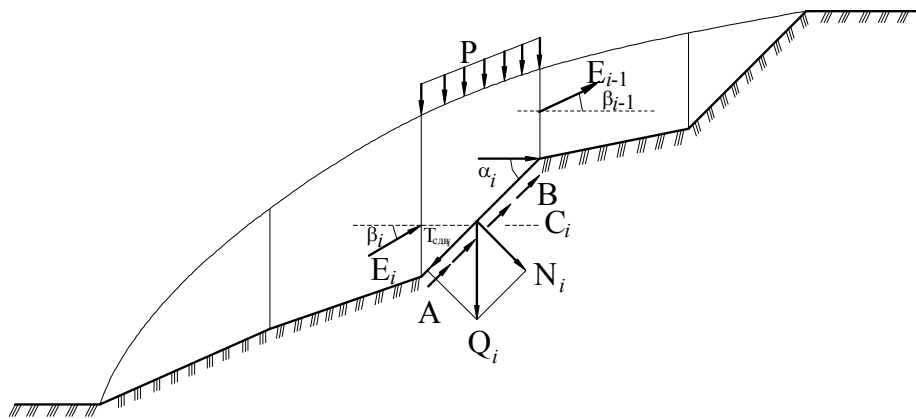


Рисунок 9.5 – Схема розрахунку стійкості притуленого укосу

Порядок розгляду i -го відсіку аналогічний викладеному; навантаження p включається у вагу відсіку, після чого складаються вирази для $T_{cd\partial_i}$ та $T_{y\partial_i}$. Додатково враховуються зсувні тиски E_{i-1} (відоме після розгляду попереднього відсіку) і невідоме E_i . Далі складаються рівняння рівноваги – прирівнюються до нуля суми проекцій усіх сил на напрямки AB і нормалі. З їхнього розв'язку визначають E_i , після чого переходять до наступного відсіку. Щоб стійкість укосу була забезпечена, для останнього відсіку має бути $E_n \leq 0$. Розгляд починають з першого відсіку, для якого $E_{i-1} = 0$.

Значення кутів β_{i-1} , β_i набувають від 0, якщо увесь укіс може

сповзати як одне ціле, без взаємних зміщень, до φ – за можливості останніх.

9.2.5 Стійкість вертикального укосу в зв'язному ґрунті

Припустимо, що під дією навантаження на поверхні укосу q і ваги ґрунту в найбільш напруженій точці підшви укосу виникне граничний напружений стан. Оскільки в цій частині є можливість вільного випору ґрунту вправо (рис. 9.6), можна прирівняти стискуюче напруження в цій точці опору ґрунту одновісному стисненню за (8.8):

$$\sigma_{сжс} = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \gamma H + q ,$$

звідки висота укосу визначається за формулою:

$$H_{кр} = \frac{2c \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)} - \frac{q}{\gamma} . \quad (9.13)$$

За $q=0$ співвідношення (9.13), встановлене В. В. Соколовським як критична висота вертикального укосу, у межах якої ґрунт знаходиться в дограничному стані.

В окремому випадку за $q=0$ та $\varphi=0$ (ґрунт без тертя, тобто ідеально зв'язний), отримуємо:

$$H_{кр} = 2c/\gamma . \quad (9.14)$$

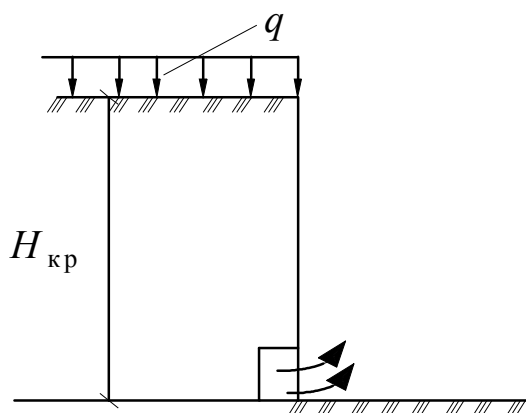


Рисунок 9.6 – Критична висота навантаженого вертикального укосу зв'язного ґрунту

Висота укосу, що розрахована за формулами (9.13, 9.14), порівняно з гранично стійкою містить деякий запас, оскільки настання граничного стану в одній точці ще не призводить до обвалення укосу. У цьому аспекті формули (9.13, 9.14) аналогічні формулі (9.14) для початкового критичного навантаження на основу.

Подивимося, до якого результату призводить припущення про руйнування укосу у формі зрушення по площині ковзання AC , вважаючи, що в усіх її точках виконується умова граничної рівноваги.

Використовуємо вираз (9.12), приймаючи в граничній рівновазі $K_{уст} = 1$. Приймаючи $\alpha = \pi/2$, кут нахилу площини ковзання θ визначається з умови мінімуму висоти укосу $dH/d\theta = 0$, що дає $\theta = \pi/4 + \varphi/2$ та $\theta = \pi/4$ за $\varphi = 0$ (останній випадок подано на рисунку 9.7, а).

Формули (9.13, 9.14) зберігають свій вигляд, але чисельний коефіцієнт подвоюється, тобто гранична висота укосу в два рази перевищує критичну.

Цікаво, що формула: $H_{пр} = \frac{4c}{\gamma} \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ була отримана французьким інженером і вченим Пропі ще в 1803 р. і подальше використовувалася для визначення зчеплення ґрунту по граничній висоті укосу.

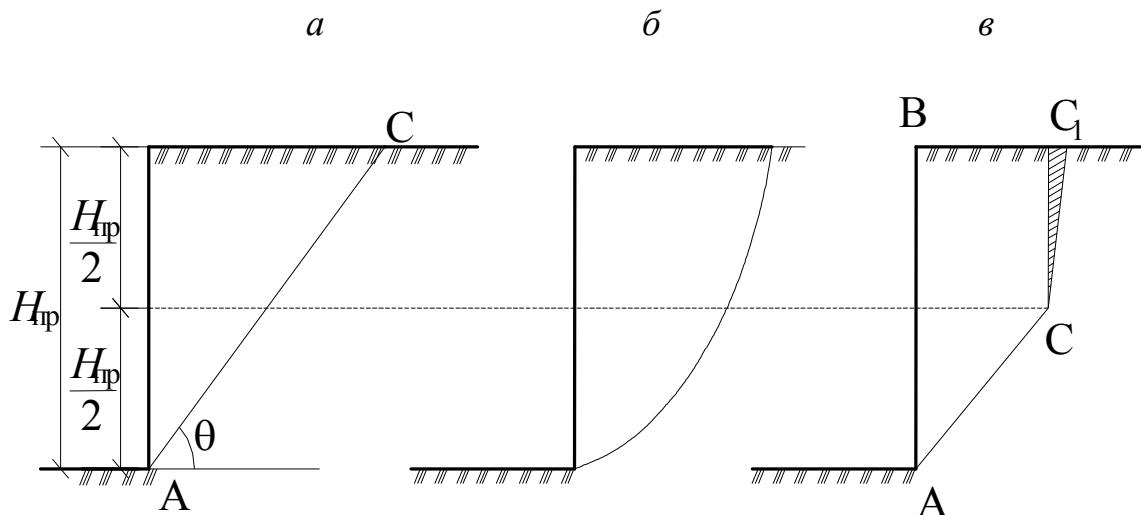


Рисунок 9.7 – Кінематичні схеми розрахунку стійкості вертикального укосу: а – з урахуванням руйнування по площині; б – те саме по круглоциліндричній поверхні; в – з урахуванням тріщин за бровкою укосу

Розгляд іншої можливої форми руйнування укосу у вигляді обертання по круглоциліндричній поверхні (рис. 9.7, б) був проведений Фелленіусом і надав близьке значення чисельного коефіцієнта – 3,85.

Уточнення кінематики руйнування укосу на підставі натурних спостережень і моделювання зробив К. Терцагі (рис. 9.7, в). У його розрахунковій схемі враховується пов'язане з виникаючими тут розтягувальними напруженнями утворення у верхній частині укосу вертикальної тріщини, що поширюється вниз до половини висоти укосу. Крім того, ґрунт у верхній частині діє вже тільки як навантаження. Загальна гранична висота визначається з умови рівноваги призми $ABCC_1$ із зрушенням по площині ковзання AC , що доходить тільки до кінця тріщини. Чисельний коефіцієнт у (9.14) дорівнює – 2,67.

Отже, розв'язання задачі про стійку висоту вільного вертикального укосу представляється у вигляді:

$$H = \frac{kc}{\gamma} \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad (9.15)$$

де чисельний коефіцієнт k може змінюватися від 2 до 2,67, а для деяких міцних і здатних витримувати розтягуюче напруження ґрунтів до 4.

Вибір певного значення коефіцієнта залежить від конкретних інженерно-геологічних умов. У деяких випадках за прогнозованої можливості знеміцнення ґрунту через атмосферні, технологічні та інші дії знижувальний коефіцієнт умов роботи вводиться навіть у разі використання формул (9.13, 9.14).

Є роботи, у яких розглянуте завдання розв'язується чітко методами теорії пластичності з використанням установлених у ній граничних теорем. Для шуканої величини визначаються оцінки знизу (на підставі статичної теореми) і згори (кінематичної). Вони близькі до приведених тут. Повне розв'язання вимагає збігу оцінок «знизу-згори».

9.3 Розрахунок стійкості укосів за криволінійних поверхонь ковзання

Із таких методів найширше використовується метод круглоциліндричних поверхонь ковзання, уперше застосований К. Петерсоном у 1916 р. і тому названий «методом шведського

геотехнічного товариства». Надалі він отримав розвиток у роботах багатьох фахівців. Є декілька різновидів методу, який часто називають «методом відсіків».

Передбачається, що втрата стійкості укосу може статися в результаті обертання деякої частини масиву ґрунту відносно точки O (рис. 9.8). Крива ковзання приймається дугою кола (у просторі – круглоциліндрична поверхня) із радіусом R і центром у точці O .

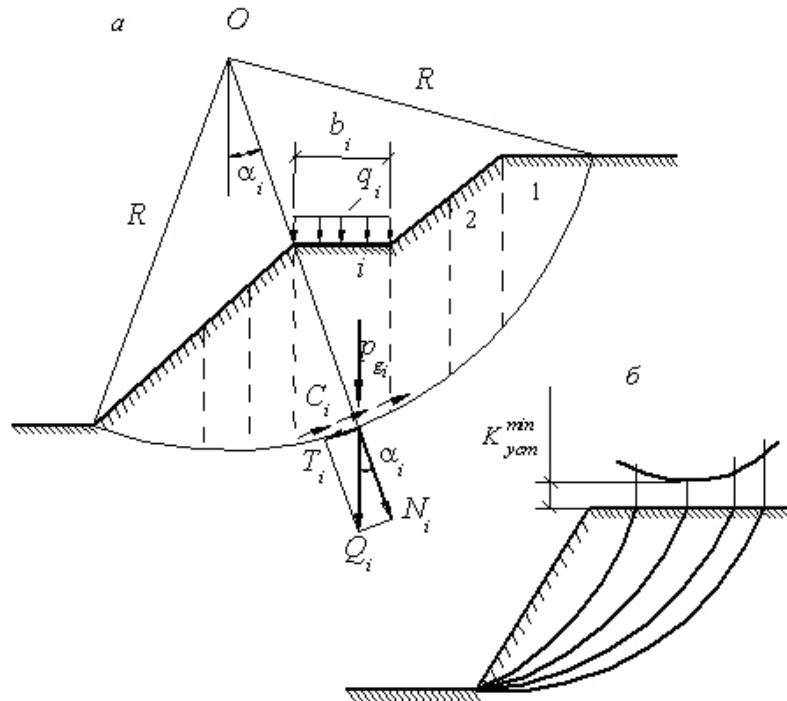


Рисунок 9.8 – Схеми до розрахунку стійкості укосів за методом відсіків

Масив, що зміщується, розглядається як жорсткий, недеформований, усі точки якого беруть участь у загальному русі – обертанні. Для набутої форми руйнування коефіцієнт стійкості (9.1) виражається відношенням моментів:

$$K_{уст} = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}}, \quad (9.16)$$

який є чинником, що визначає стійкість укосу відносно центру обертання, де $M_{уд}$ – момент усіх утримувальних сил і $M_{сдв}$ – момент усіх зрушувальних (обертальних) сил.

Для визначення стійкості масиву виділену поверхню ковзання розбивають на окремі відсіки. Характер розбиття приймають з урахуванням неоднорідності (шаруватості) ґрунту й профілю укосу так, щоб у межах ділянки дуги ковзання кожного відсіку міцнісні характеристики та питома вага ґрунту були постійними.

Обчислюють сили, що діють на кожен відсік. Для i -го відсіку:

$$Q_i = P_{g_i} + P_{q_i}.$$

Рівнодійні Q_i вважають прикладеними до основи відсіку й розкладають на нормальну N_i і дотичну T_i складові до дуги ковзання в точках їхнього застосування:

$$N_i = Q_i \cos \alpha_i; \quad T_i = Q_i \sin \alpha_i.$$

Момент сил, що обертають відсік, дорівнює:

$$M_{cd\theta} = R \sum_{i=1}^n T_i = R \sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i. \quad (9.17)$$

Приймають, що утримувальні сили в межах основи кожного відсіку обумовлені опором зрушенню завдяки внутрішньому тертю та зчепленню ґрунту. Тоді момент утримувальних сил:

$$M_{y\partial} = R \left(\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i \right), \quad (9.18)$$

де $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ – довжина дуги в межах кожного відсіку.

Відношення моментів за (9.18, 9.17) дає формулу коефіцієнта стійкості для прийнятого положення поверхні ковзання:

$$K_{yct} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i}. \quad (9.19)$$

Якщо укіс складений однорідним ґрунтом із постійними міцнісними характеристиками для усіх відсіків, то $\operatorname{tg} \varphi$ та c можна винести за знак сум, $\sum l_i$ дає довжину усієї дуги кола L і співвідношення (9.19) спрощується:

$$K_{yct} = \frac{\operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^n Q_i \cos \alpha_i + cL}{\sum_{i=1}^n Q_i \sin \alpha_i}.$$

Як відзначалося раніше, за $K_{yct} > K_{yct}^H$ стійкість укусу буде забезпечена. Але ця умова повинна виконуватися для найменшого коефіцієнта стійкості, розрахованого для найбільш вірогідної, найнебезпечнішої поверхні ковзання. Мінімальний коефіцієнт стійкості встановлюється проведенням серії розрахунків за різних положень центру (точка O) і значеннях радіусу R . Таким чином, виявляється найнебезпечніша поверхня ковзання (рис. 9.8, б). Найчастіше вона проходить через нижню точку O підшви укусу або схилу. Але іноді це не виконується, особливо якщо в основі залягають слабкіші ґрунти.

У розрахунковій практиці виробилися деякі прийоми для визначення положення найнебезпечніших поверхонь. Проте, виконання розрахунків залишається доволі трудомістким, тому розроблені комп'ютерні програми, що полегшують перебір варіантів.

За наявності води, що фільтрується через укіс, виникає гідродинамічний тиск, що збільшує зрушувальні сили та їхній момент. Приблизно це можна врахувати, якщо під час визначення нормального тиску по підшві відсіку питому вагу відповідної фільтраційному потоку частини ґрунту прийняти з урахуванням зважування, а під час визначення зрушувальних сил – повну питому вагу ґрунту без урахування зважування.

9.4 Розрахунок стійкості укосів із використанням строгих розв'язувань теорії граничної рівноваги

На підставі системи рівнянь теорії граничної рівноваги (9.23) завдання про стійкість укосів можна розв'язувати без прийняття попередніх припущень про форму поверхонь ковзання. Для деяких окремих випадків є замкнуті аналітичні розв'язання, але основні результати отримані чисельним інтегруванням рівнянь (9.23) із побудовою сіток ліній ковзання.

У практиці проектування найчастіше розглядаються завдання двох типів:

1. Задано контур укосу й характеристики ґрунту φ , c , γ . Вимагається визначити інтенсивність навантаження на поверхню, за якому масив ґрунту знаходитиметься в граничній рівновазі.

2. Задана інтенсивність навантаження на верхній горизонтальній поверхні ґрунту. Вимагається визначити такий контур поверхні укосу, за якому обмежений ним масив ґрунту знаходиться в граничній рівновазі. Це завдання про контур рівностійкого укосу.

Розрахункова схема до завдання першого типу подана на рисунку 9.9.

Розв'язання задачі в безрозмірних коефіцієнтах має вигляд:

$$P_{пред}(x) = \bar{\sigma}_z c + c \cdot ctg \varphi, \quad (9.20)$$

де $\bar{\chi} = \gamma \chi / c$ і $\bar{\sigma}_z$ – безрозмірна координата та тиск.

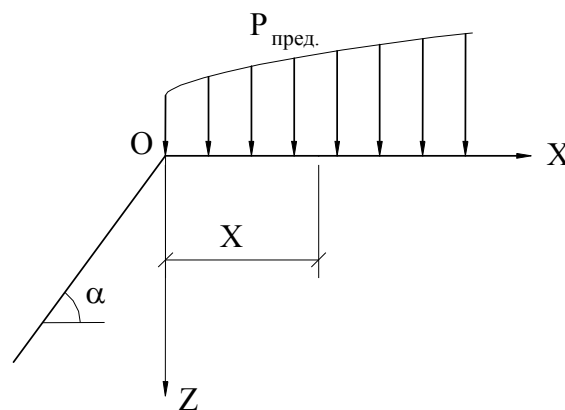


Рисунок 9.9 – Схема визначення граничного тиску за заданого контуру укосу

Значення $\bar{\sigma}_z$ залежно від \bar{x} за відповідних φ , α приймаються за таблицею 9.1.

Обчислення за формулою (9.20) проводять у такий спосіб. Для заданих на горизонтальній поверхні точок із координатою x розраховують безрозмірні координати \bar{x} . Далі за таблицею 9.1 за відомих φ і α визначають значення $\bar{\sigma}_z$. Потім за (9.20) розраховують для прийнятих точок значення ординат епюри граничного тиску $P_{пред}(x)$.

Для розв'язання другого завдання використовують графіки в безрозмірних координатах \bar{x} , \bar{z} . Криві на графіку (рис. 9.10) показують контур рівностійкого укусу за певного значення φ . Тут $\bar{x} = y/c$, $\bar{z} = zy/c$; x і z – дійсні координати відповідних точок укусу при заданні початку координат у точці $x=0$, $z=0$.

Таблиця 9.1 – Значення $\bar{\sigma}_z$ у формулі (9.20)

№	Значення $\bar{\sigma}_z$ за φ° , що дорівнює											
	10		20			30			40			
	за α° , що дорівнює											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126,0	81,1	50,9	31,0
2	10,80	8,95	25,4	19,9	15,0	52,9	36,7	24,2	186,0	115,0	68,4	38,1
3	11,80	9,59	29,8	23,0	16,7	65,1	44,1	27,8	243,0	148,0	84,9	44,4
4	12,80	10,20	34,0	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299,0	179,0	101,0	50,4
5	13,70	10,80	38,0	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354,0	211,0	117,0	56,2
6	14,50	11,30	41,8	31,4	21,4	99,6	65,0	37,4	409,0	241,0	132,0	61,7

Побудову рівностійкого укусу проводять у такий послідовності. На рисунку 9.10 вибирається крива для заданого значення φ . Початок координат розташовується на верхній межі укусу. Задаються положенням декількох точок кривої та за безрозмірними їхніми координатами \bar{x} , \bar{z} за відомих c, y обчислюють дійсні координати:

$$x = \bar{x} c / \gamma, \quad z = \bar{z} c / \gamma.$$

Крива, яка проведена через точки з цими координатами, даватиме контур рівностійкого укосу за відомих початкових даних.

Побудований у такий спосіб укіс може нести на горизонтальній поверхні рівномірно розподілене навантаження P_o , еквівалентне шару ґрунту заввишки $H_{кр}$ за (9.13, 9.14):

$$P_o = 2c \cos \varphi / (1 - \sin \varphi). \quad (9.21)$$

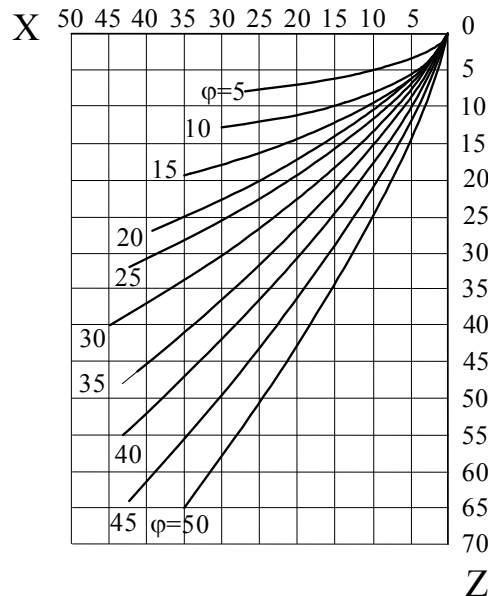


Рисунок 9.10 – Криві рівностійкого укосу

Через відсутність навантаження верхня частина укосу на висоту $H_{кр} = P_o / \gamma$ може мати вертикальне положення. У цьому випадку побудовану криву варто опустити по вісі z так, щоб вона виходила з точки $(0, H_{кр})$. Відповідно рівностійкий укіс закінчуватиметься у верхній частині вертикальним уступом.

Якщо в розглянутих завданнях вимагається визначити навантаження на поверхні або контур укосу із заданим коефіцієнтом стійкості (зокрема, нормативним), у наведених вище обчисленнях необхідно використовувати міцнісні характеристики, що визначені за формулами:

$$\begin{aligned} c' &= c / K_{ycm}'' \\ \varphi' &= \arctg \left(\tg \varphi / K_{ycm}'' \right). \end{aligned} \quad (9.22)$$

9.5 Умови застосування різних методів розрахунку укосів і схилів

Викладене вище показує, що основними в методах розрахунку стійкості укосів є:

- 1) прийняття найбільш вірогідної форми руйнування укосу та відповідної поверхні ковзання;
- 2) урахування по ній дійсних для граничної ситуації, що приймається, міцнісних характеристик ґрунтів.

Складність першої умови й відповідного завдання полягає в тому, що найчастіше її доводиться вирішувати без детального аналізу напружено–деформованого стану укосу та його зміни в часі. Це завдання прогнозу і його успіх визначається правильною оцінкою вірогідних змін умов існування укосу протягом тривалого періоду та виникаючих при цьому небезпек.

Причини втрати стійкості різноманітні. Основними з них є:

- підрізування схилу, що вже знаходиться в близькому до граничного стані;
- влаштування надмірно крутого схилу;
- збільшення зовнішнього навантаження на укис через зведення споруд, складування матеріалів на укосі або поблизу його бровки;
- зміна питомої ваги ґрунтів – збільшення при додатковому зволоженні або, навпаки, зниження через зважуючу дію води;
- помилки у разі призначення розрахункових характеристик міцності ґрунтів;
- зниження опору ґрунтів зрушенню за рахунок перезволоження або інших причин;
- прояв гідродинамічного тиску фільтруючої води, розвиток суфорозійних явищ;
- динамічні впливи (вібрації, струси, удари) у разі руху транспорту, забивні палі та ін.;
- сейсмічні впливи.

Часто порушення стійкості є результатом декількох причин, тобто пов'язано з взаємодією низки чинників. Їх прогноз можливий тільки на підставі ретельного аналізу усього комплексу інженерно–геологічних умов.

Складне становище також залежить від розв'язання другої задачі – призначення розрахункових значень міцнісних характеристик. Часто ґрунт

навіть у зовні однорідному шарі має міцнісну анізотропію, тобто неоднаковість показників міцності за різними напрямками. Для таких умов зрозуміло, що результати випробувань у звичайному зрізному приладі зразків, відібраних уздовж лінії ковзання, вирізаних із монолітів по висоті зверху вниз, будуть спотворені впливом анізотропії (рис. 9.11). У той же час під час інженерно-геологічних досліджень положення поверхні ковзання заздалегідь невідоме. Цей, а також інші чинники повинні враховуватися під час вибору розрахункових міцнісних характеристик.

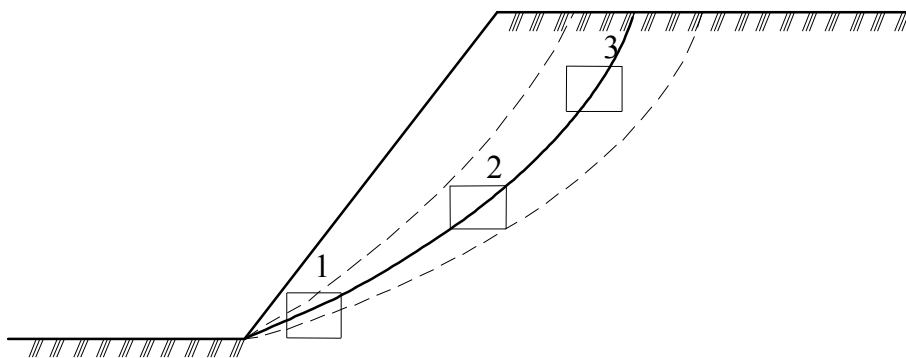


Рисунок 9.11 – Вплив анізотропії ґрунту на опір зрушенню

Велике значення має використання розглянутих вище методів розрахунку для кількісної оцінки впливу різних чинників на коефіцієнт стійкості. Нейтралізація небезпечних чинників досягається спеціальними заходами щодо підвищення стійкості. Найбільш ефективно виконання укосів (схилів) або створення горизонтальних майданчиків (берм) за їхньою висотою. Проте це пов'язано із збільшенням об'єму земляних робіт, а також може виявитися неприпустимим за умовами планування території.

Ефективними можуть бути закріплення поверхні укосу обдернуванням, брукуванням, укладанням бетонних або залізобетонних плит. Можливі привантаження підосви в низовій частині укосу або влаштування підпірної стінки, що підтримує укіс.

Важливим заходом є регулювання гідрогеологічного режиму укосу або схилу. Із цією метою стік поверхневих вод перехоплюють нагірними канавами; вода відводиться також із берм. Підземні води, що виходять на поверхню укосу, перехоплюються дренажними пристроями з подальшим відведенням їх у спеціальні зливостічні мережі.

За необхідності проводяться складні конструктивні заходи. Наприклад, застосовується прорізання потенційно нестійкого масиву ґрунтів системою паль, вертикальних шахт і горизонтальних штолень, що заповнюються бетоном і заглиблених в підстилаючі нерухомі частини масиву. Використовуються також армування й анкерне кріплення нестійких об'ємів ґрунту, часто у поєднанні з підпірними стінками або свайними конструкціями.

9.6 Тиск ґрунтів на захисні конструкції

9.6.1 Види тиску ґрунту на підпірну стінку

Захисні конструкції призначені для утримання від обвалення масиву ґрунту, що знаходиться за ними. Типовим прикладом такої конструкції є підпірна стінка, різновиди її часто зустрічаються в усіх галузях будівництва.

Розрізняють: *гравітаційні та шпунтові підпірні стінки*.

Гравітаційні, зі свого боку, можна розділити на *масивні*, стійкість яких забезпечується їхньою власною вагою, і *тонкоелементні*, коли до спільної роботи залучається також утримуваний масив ґрунту (рис. 9.12, а, б).

Стійкість шпунтових стінок забезпечується заглибленням нижньої їх частини в основу й кріпленням вгорі розпірками або анкерами (рис. 9.12, в). Такі конструкції часто використовуються як тимчасові обгородження котлованів, але можуть бути й постійними спорудами в гідротехнічному портовому будівництві причалів, набережних і т. п.

До захисних конструкцій належать також стіни підвалів, заглиблених частин будівель і підземних споруд.

За умовами роботи захисні конструкції поділяють на: жорсткі та гнучкі.

До *жорстких* належать конструкції, власні деформації яких у процесі роботи настільки малі, що не впливають на характер тиску ґрунту. Прикладом можуть бути масивні підпірні стінки. У них під навантаженням не виникає розтягувальне напруження, тому вони можуть виготовлятися з бетону або кам'яної кладки.

Гнучкі конструкції взаємодіють із ґрунтом складнішим чином, згинаючись і змінюючи характер тиску ґрунту. Їх виготовляють із залізо-бетону, а шпунтові стінки – із дерев'яних або сталевих шпунтових паль.

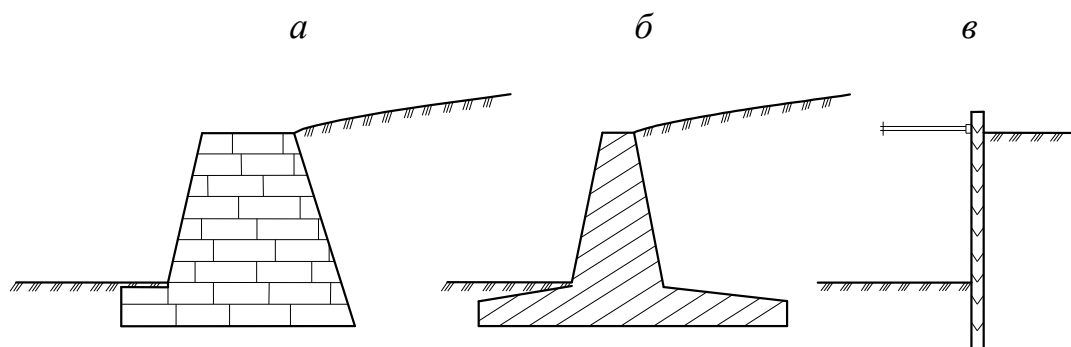


Рисунок 9.12 – Типи підпірних стінок : *а* – масивна; *б* – тонкоелементна; *в* – шпунтова

Експерименти та спостереження над реальними конструкціями показали, що тиск ґрунту на стінку залежить від напрямку, характеру (зрушення, поворот) і величини можливого зміщення стінки.

Тиск, діючий на жорстку незміщувальну стінку називається *тиском спокою*. Прикладом можуть бути масивна стінка, що жорстко забетонована в скельну основу або спирається на плитковий фундамент коробчатого перерізу. Оскільки бічні деформації відсутні, у цьому випадку можна використовувати значення коефіцієнта бічного тиску для умов компресійного стиснення:

$$\xi = \nu / (1 - \nu).$$

Епюра тиску на стінку заввишки h за однорідного ґрунту з питомою вагою γ матиме вигляд трикутника, а рівнодійна епюри тиску спокою дорівнює:

$$E_o = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (9.23)$$

Якщо відбувається зміщення стінки від ґрунту, тоді за деякого його значення сформується об'єм ґрунту, що зміщується услід за стінкою відносно підстилаючого нерухомого ґрунту (рис. 9.13, *а*). Зміщений об'єм називається *призмою обвалення*, а роздільна поверхня – *поверхнею ковзання* або *обвалення*. Тиск, що передається призмою обвалення на грань

стілки, називається *активним* або *розпором*. Його рівнодійну позначимо E_a .

Якщо під дією яких-небудь сил стінка насувається на ґрунт, у засипці також утворюється поверхня ковзання і при достатньому переміщенні стінки U_p формується призма випинання ґрунту (рис. 9.13, б). Відповідно максимальна величина реакції ґрунту, що виникає, називається пасивним тиском або відпором E_p .

Досліди показують, що формування призми обвалення й активного тиску відбувається при дуже невеликих зміщеннях стінки (близько 10^{-3} її висоти). Навпаки, формування призми випинання та пасивного тиску здійснюється при значно більших переміщеннях стінки (рис. 9.13, в).

Визначення активного та пасивного тисків, як і розрахунок стійкості укосів, проводяться методами теорії граничної рівноваги. Використовуються або чіткі розв'язання на підставі розгляду системи рівнянь (8.23) без залучення яких-небудь спрощувальних гіпотез, або так звані інженерні розв'язання з такими спрощеннями. Останні іноді об'єднують загальною назвою «Теорія Кулона», оскільки він уперше розглянув завдання про тиск ґрунту на підпірну стінку (1773 р.).

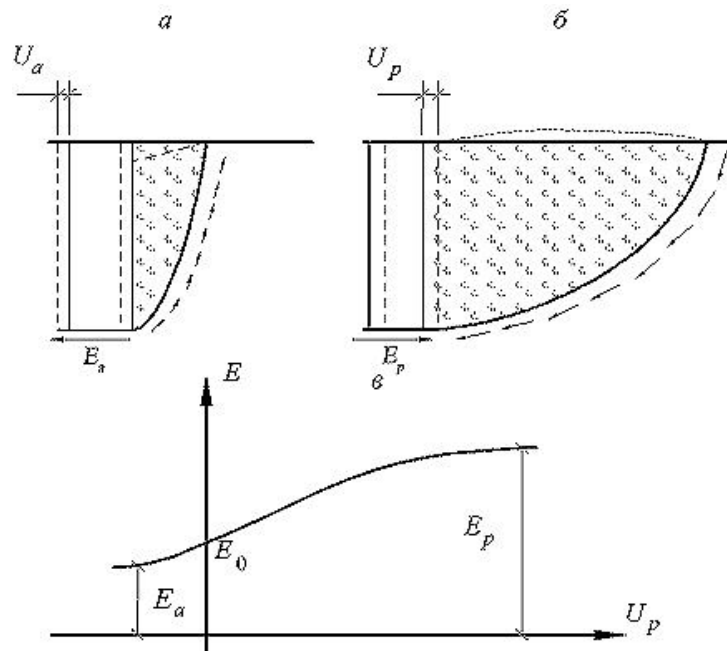


Рисунок 9.13 – Види тиску ґрунту: а – активний; б – пасивний;
в – графік залежності тиску від зміщення стінки

9.6.2 Визначення активного тиску на вертикальну гладку стінку у разі горизонтального засипання поверхні

Розв'язання для цього простого випадку на підставі рівнянь теорії граничної рівноваги було виконане раніше (мінімальний граничний напружений стан, формули – 9.28, 9.29). Із використанням цих співвідношень легко побудувати епюри активного тиску й отримати формули для різних умов:

а) Грунт ідеально сипкий, навантаження на поверхні засипання відсутнє ($c=0$, $q=0$). Оскільки грань стінки гладка і тертя на ній відсутнє, то вертикальне σ_z і горизонтальне σ_x напруження є головними, крім того:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \gamma z; \\ \sigma_2 &= \gamma z \lambda_a.\end{aligned}$$

Епюра активного тиску має вигляд трикутника (рис. 9.14, а), а рівнодійна тиску дорівнює площі епюри і прикладена на відстані $h/3$ від підшви:

$$E_a = \gamma h^2 \lambda_a / 2 \quad (9.24)$$

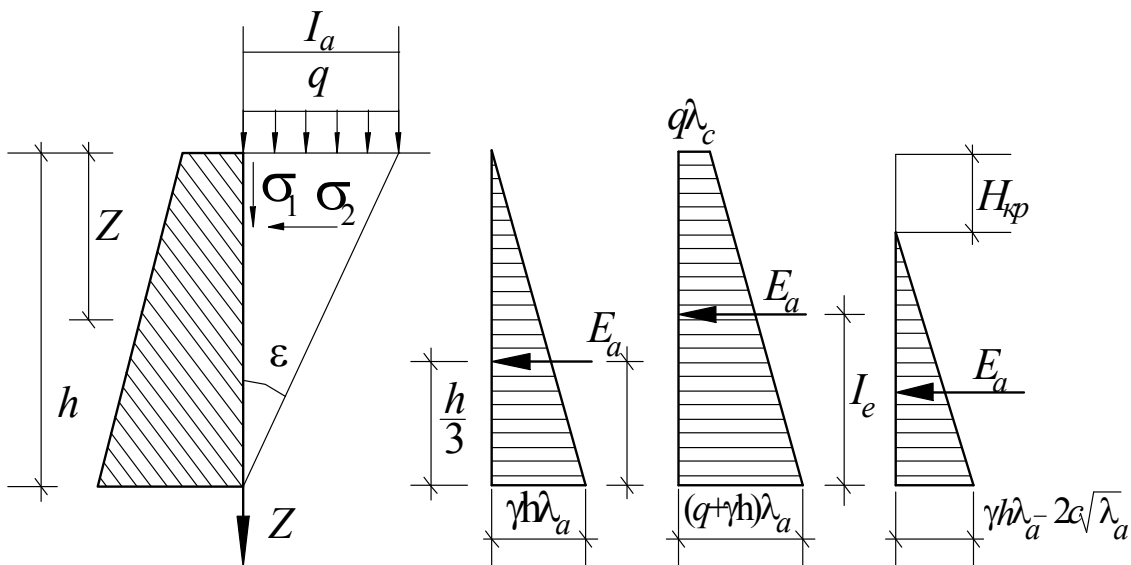


Рисунок 9.14 – Призма обвалення й епюри активного тиску для випадків а, б, в

Кут між вертикаллю, тобто напрямом σ_I і лініями ковзання відповідно до (9.9) дорівнює $\pi/4 - \varphi/2 = \varepsilon$, так що ширина призми обвалення $l_a = h \operatorname{tg} \varepsilon$;

б) *Урахування навантаження на поверхні засипання ($c=0, q \neq 0$).*

Епюра активного тиску має вигляд трапеції (рис. 9.14, б), що складається з трикутної частини, відповідної розглянутому випадку за (9.24), і прямокутної, що враховує вплив навантаження з постійною ординатою $q\lambda_a$.

Рівнодійна або площа епюри дорівнює:

$$E_a = h(\gamma h/2 + q)\lambda_a. \quad (9.25)$$

Вона прикладена на відстані l_E від підшви стінки:

$$l_E = h(\gamma h + 3q)/[3(\gamma h + 2q)].$$

Сили за (9.24, 9.25) належать до одиниці довжини стінки й тому вимірюються в кН/м;

в) *Урахування зчеплення ґрунту, навантаження на засипанні відсутнє ($c \neq 0, q=0$).*

У цьому випадку ордината епюри активного бічного тиску ґрунту на глибину z відповідно до (9.26) дорівнює:

$$\sigma_z = \gamma z\lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a}. \quad (9.26)$$

Під час побудови епюри варто врахувати, що зв'язний ґрунт може тримати вертикальний укіс заввишки за (9.9):

$$H_{кр} = \frac{2c}{\gamma} \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{\lambda_a}}. \quad (9.27)$$

Вважаючи, що якщо $z = H_{кр}$ $\sigma_2 = 0$ та $z = h$ за (9.26) $\sigma_2 = \gamma h\lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a}$, отримуємо епюру активного тиску у вигляді трикутника з висотою $(h - H_{кр})$ (рис. 9.14, в). Урахування зчеплення

призводить до зменшення активного тиску. Його рівнодійна дорівнює:

$$E_a = (\gamma h \lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a})(h - H_{кр})/2. \quad (9.28)$$

Розглядаючи співвідношення (8.27) за $c \neq 0$ та $q \neq 0$, можна врахувати дію навантаження на поверхні засипання із зв'язного ґрунту. Зокрема, при співвідношенні між навантаженням і зчепленням:

$$q = 2c/\sqrt{\lambda_a} = 2c \cdot \operatorname{ctg} \varepsilon, \quad (9.29)$$

епюра тиску буде трикутною, як для первинного випадку незв'язного ґрунту.

9.6.3 Урахування нахилу задньої грані стінки, тертя ґрунту по ній і нахилу поверхні засипання

Розглянемо граничну рівновагу незв'язного ґрунту за підпірною стінкою з похилою шорсткою задньою гранню і за похилої поверхні засипання (рис. 9.15, а), ґрунтуючись на допущеннях, уперше виведених Кулоном:

1. Поверхнею обвалення AB є площина.
2. Призма обвалення приймається як жорстке недеформівне тіло.
3. З усіх можливих положень площини обвалення, визначених кутом θ , реалізується те, яке відповідає максимальному тиску ґрунту на стінку.

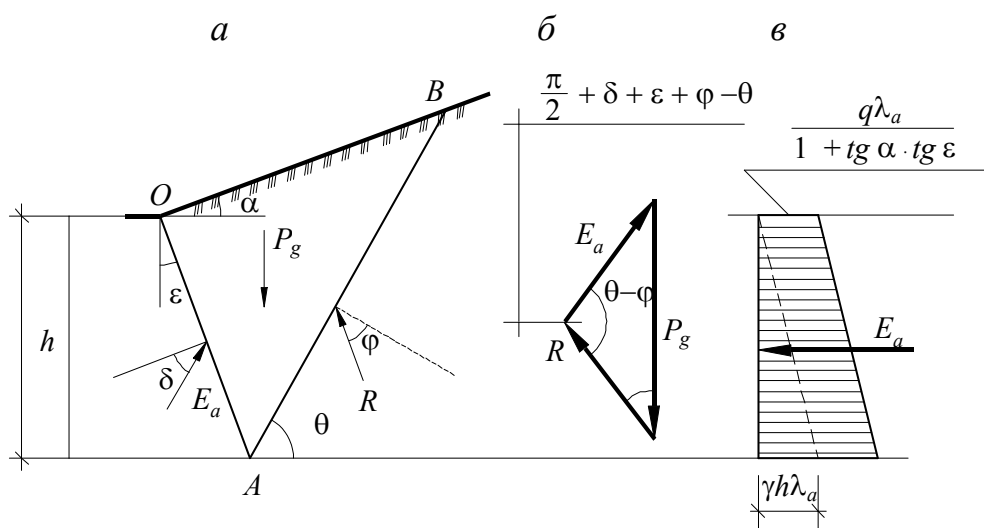


Рисунок 9.15 – Схема дії сил на призму обвалення (а), силовий трикутник (б) і епюра активного тиску (в)

На призму обвалення в граничному стані діють:

- власна вага ґрунту P_g ;
- реакція нерухомого ґрунту по площині ковзання R , що відхиляється від нормалі до площини на кут φ у бік можливого зміщення ґрунту;
- реакція стінки E_a , що дорівнює рівнодійній активного тиску, відхиляється від нормалі до стінки на кут δ , крім того $0 \leq \delta \leq \varphi$.

Визначивши з геометричних співвідношень значення ваги P_g і знаючи напрями E_a та R , можна побудувати силовий трикутник (рис. 9.15, б), з якого виходить:

$$E_a = P_g \sin(\theta - \varphi) / \sin(\pi/2 + \delta + \varepsilon + \varphi - \theta). \quad (9.30)$$

Для розв'язання задачі необхідно знайти θ , за якого тиск максимальний. Кут визначається з умови екстремуму $dE_a/d\theta = 0$ і підставляється у вираз (9.30). Аналітичне розв'язання задачі громіздке, простіше результат виходить графічно з такою аналітичною інтерпретацією, що приводить для E_a до формули (9.20) з коефіцієнтом активного тиску, який залежить вже не лише від φ , але й від параметрів δ , α , ε за формулою:

$$\lambda_a = \frac{1}{(1 + \sqrt{t})^2} \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)}, \quad (9.31)$$

де

$$t = \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}.$$

Кути ε і α в (9.31) враховують зі знаком: вони додатні у разі відхилення задньої грані від вертикалі та поверхні засипання від горизонталі проти годинникової стрілки.

Формула (9.31) не застосовується для стінок із дуже пологою задньою гранню (при $\varepsilon > 65^\circ$). Повинна також виконуватися умова $\alpha < \varphi$. Кут ε

приймають залежно від ступеня шорсткості стінки, зазвичай $(0,5 - 0,67) \varphi$, при вібраційних навантаженнях $\delta = 0$.

Епюра тиску, як і раніше, має вигляд трикутника з ординатою біля підосви $\gamma h \lambda_a$. Якщо на поверхні засипання задано рівномірно розподілене навантаження q , епюра має вигляд трапеції; ордината на глибині z дорівнює:

$$\sigma_{az} = \gamma z \lambda_a + \frac{q \lambda_a}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varepsilon}. \quad (9.32)$$

Рівнодійна тиску дорівнює площі:

$$E_a = \int_0^h \sigma_{az} dz = \left(\frac{\gamma h^2}{2} + \frac{qh}{1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varepsilon} \right) \lambda_a, \quad (9.33)$$

якщо кути α , ε малі або дорівнюють нулю, отримуємо колишній результат (9.25).

Зазвичай епюра будується на вертикальній проекції задньої грані стінки, але площа її приймається такою, що дорівнює повному тиску (рис. 9.15, в). За необхідності будують епюри горизонтальної та вертикальної складових тиску або визначають складові сили E_a :

$$\begin{aligned} E_{ax} &= E_a \cdot \cos(\delta + \varepsilon); \\ E_{az} &= E_a \cdot \sin(\delta + \varepsilon). \end{aligned}$$

9.6.4 Визначення тиску за суцільного навантаження та складного контуру поверхні ґрунту

За складного контуру поверхні засипання (ламаному, криволінійному), під час завантаження частини поверхні в межах призми обвалення місцевим навантаженням визначення положення площини обвалення та рівнодійної активного тиску можна зробити графічними або графоаналітичними методами. Для прикладу розглянемо метод Кульмана.

Нехай поверхня засипання криволінійна (рис. 9.16). Порядок побудов і обчислень тут такий:

1. Із нижнього ребра задньої грані (точка A) проводимо дві лінії: «укісну» AC під кутом φ до горизонталі і «основну» під кутом $(\varphi + \delta)$ до задньої грані стінки.

2. Задавшись можливими положеннями площини ковзання $1, 2, \dots, n$, для кожного положення визначаємо вагу відповідної призми обвалення (за дії місцевого навантаження вона додається до ваги) – $P_{g1}, P_{g2}, \dots, P_{gn}$.

3. Знайдені значення в масштабі відкладаємо на укісній лінії від точки A і з отриманих точок проводимо прямі паралельно основній лінії до перетину з відповідною площиною обвалення: $P_{g1}B_1, P_{g2}B_2, \dots, P_{gn}B_n$.

4. Сполучаємо отримані точки з точкою A плавною кривою й проводимо до неї дотичну, паралельну укісній лінії.

Побудована крива є графіком зміни E_a залежно від положення площини обвалення. Максимальна відстань від точки дотику B до укісної лінії за напрямом основної у вибраному масштабі сил дає рівнодійну E_a . Відповідно проведена з точки A через точку B пряма дає положення площини обвалення.

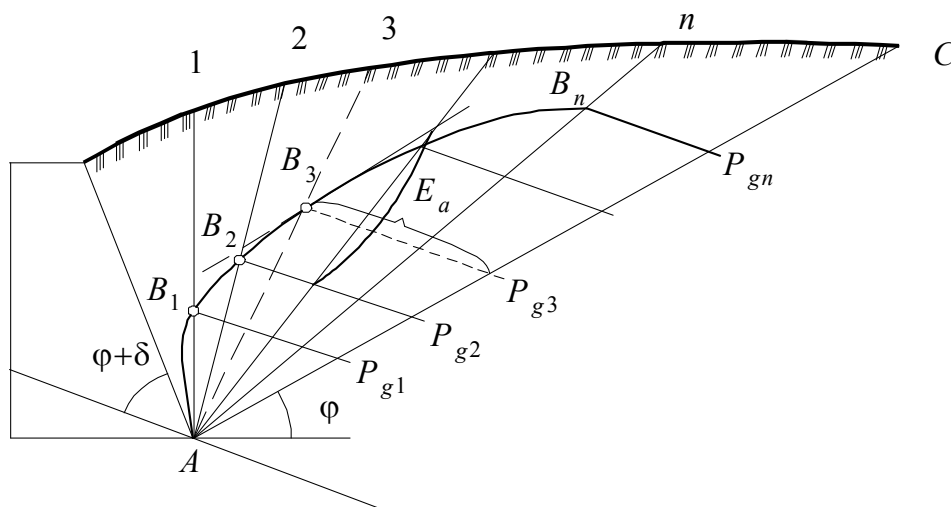


Рисунок 9.16 – Графоаналітичне визначення активного тиску за методом Кульмана

Легко помітити, що ΔAB_1P_{g1} та інші – це трикутники сил, побудовані для прийнятих положень площини обвалення. Відмінність від рисунка 9.15, б тут тільки в тому, що вага відкладена не в звичайному напрямі (по вертикалі), а на укісній лінії.

9.6.5 Наявність за стінкою шарів ґрунту з різними властивостями

Розглянуті раніше випадки тиску належали до однорідного ґрунту засипання за стінкою. Проте засипання може бути виконане шарами ґрунтів із різними механічними властивостями. Крім того, навіть шари однорідного засипання можуть відрізнятися за питомою вагою, кутом внутрішнього тертя залежно від положення відносно до рівня підземних вод. В усіх таких випадках повний тиск на стінку отримують, розглядаючи його як суму тисків по шарах, до того ж кожного разу шари ґрунту, що розташовані вище того, який розглядається, замінюють еквівалентним розподіленням навантаженням, використовуючи формули (9.24, 9.32, 9.33).

На рисунку 9.17 засипання утворене двома шарами з характеристиками $\gamma_1 \varphi_1$ та $\gamma_2 \varphi_2$. У межах першого шару маємо звичайну епюру з ординатою за $z = H_1$:

$$\sigma_{a_1} = \gamma_1 H_1 \lambda_{a_1}.$$

Для побудови епюри в межах другого шару перший враховуємо як навантаження $q = \gamma_1 H_1$, тоді:

$$\begin{aligned}\sigma'_{a_1} &= q \lambda_{a_2}; \\ \sigma_{a_2} &= (\gamma_2 H_2 + q) \lambda_{a_2}.\end{aligned}$$

На межі шарів епюра має стрибок, крім того, за $\varphi_1 < \varphi_2$ тиск зменшується (рис. 9.17, б), за $\varphi_1 > \varphi_2$ зростає (рис. 9.17, в). Зміна питомої ваги проявляється зміною інтенсивності зростання тиску, тобто зламами в точках епюр на межах шарів.

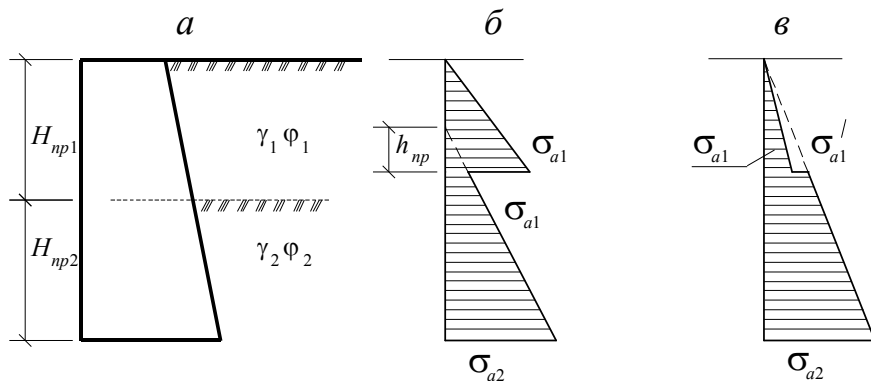


Рисунок 9.17 – Шаруватість засипання (а) й епюри активного тиску за $\varphi_1 < \varphi_2$ (б) та $\varphi_1 > \varphi_2$ (в)

Іноді користуються поняттям *приведеної висоти ґрунту*. Наприклад, під час побудови епюри в межах другого шару ординати можна записати:

$$\begin{aligned}\sigma'_{a_1} &= \gamma_2 h_{np} \lambda_{a_2}; \\ \sigma_{a_2} &= \gamma_2 (H_2 + h_{np}) \lambda_{a_2},\end{aligned}$$

де h_{np} – приведена висота ґрунту, яка визначається за формулою:

$$h_{np} = \frac{\gamma_1 H_1}{\gamma_2} = \frac{q}{\gamma_2}. \quad (9.34)$$

Використання приведеної висоти особливо зручно за графічних методів визначення тиску.

Епюри із стрибками тиску можуть також вийти при ламаному контурі задньої грані стінки. Тиск у цьому випадку визначається послідовно зверху вниз на кожну прямолінійну ділянку стінки між точками зламу (рис. 9.18).

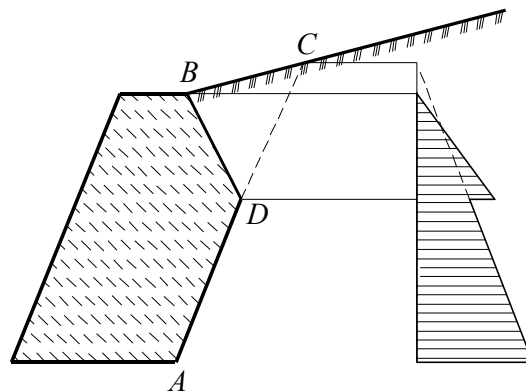


Рисунок 9.18 – Епюра тиску ґрунту на стінку зі ламаною задньою гранню

Після визначення звичайним способом тиску на верхній ділянці BD продовжуємо ділянку AD до перетину з поверхнею засипання і розраховуємо тиск на отриману умовну стінку AC . Побудувавши трикутну епюру тиску на неї, верхню частину цієї епюри на умовній ділянці стіни DC відкидаємо, залишаючи трапецієдну частину епюри на дійсній ділянці стіни AD .

9.6.6 Визначення пасивного тиску

Пасивний тиск виникає у разі зміщення стінки на ґрунт засипання, що відповідає максимальному граничному напруженому стану. У цьому

випадку напруження $\sigma_z = \sigma_3$ мінімальне, а $\sigma_x = \sigma_1 = \sigma_p$ максимальне, тобто воно і є пасивним тиском. Формули й епюри для нього можна отримати так само, як і в розглянутих випадках для активного тиску, використовуючи співвідношення (9.28):

$$\sigma_p = (\gamma z + q)\lambda_n + 2c\sqrt{\lambda_n}, \quad (9.35)$$

де $\lambda_n = \frac{1}{\lambda_a} = \text{ctg}^2 \varepsilon = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi)$ – коефіцієнт пасивного бічного тиску.

На рисунку 9.19 показані епюри пасивного тиску. Для випадків *a* і *б* вони мають той же вигляд, що і на рисунку 9.14. Відмінність тут в тому, що $E_p \gg E_a$ – це пов'язано з відповідною нерівністю для коефіцієнтів $\lambda_p \gg \lambda_a$, наприклад, за $\varphi = 30^\circ$ $\lambda_a = 1/3$, $\lambda_p = 3$; відповідно ширина призми випинання $l_p = h \cdot \text{ctg} \varepsilon$.

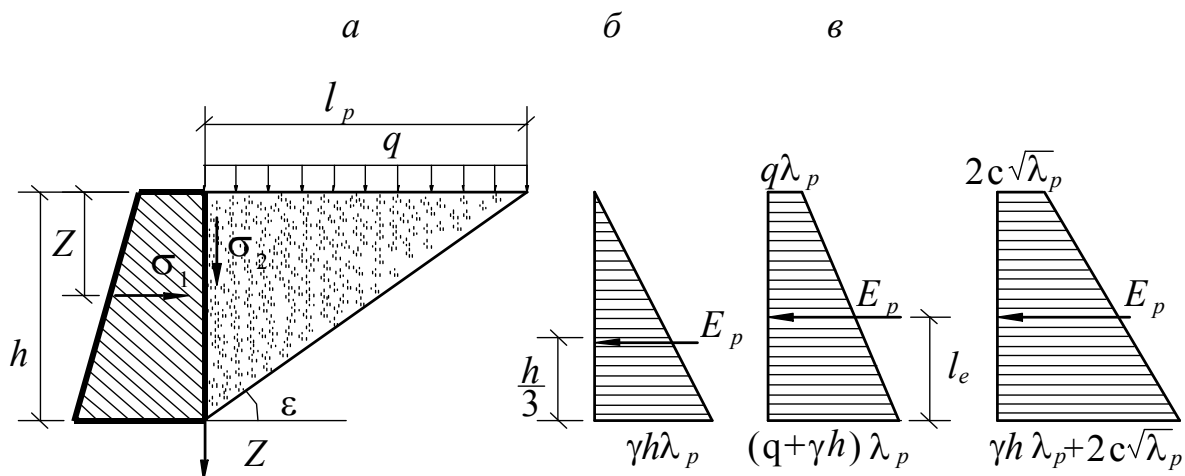


Рисунок 9.19 – Призма випинання й епюри пасивного тиску на гладку вертикальну стінку :*a*– $c=q=0$; *б*– $c=0$, $q \neq 0$; *в*– $q=0$, $c \neq 0$

Епюра пасивного тиску для зв'язного ґрунту має вигляд трапеції, тобто зчеплення, як і навантаження на засипанні, збільшує пасивний тиск.

Установлено, що визначення пасивного тиску з урахуванням тертя ґрунту об стінку і в припущенні плоскої поверхні ковзання вносить похибку, що швидко зростає із збільшенням кута внутрішнього тертя ґрунту засипання. Отже, за значень $\varphi > 10^\circ$ для розрахунку пасивного тиску варто

використовувати строгі розв'язання теорії граничної рівноваги.

9.6.7 Визначення активного та пасивного тисків за строгими розв'язаннями теорії граничної рівноваги

Розв'язання отримані для випадку горизонтальної поверхні засипання однорідним незв'язним ґрунтом. Враховуються кут нахилу (ε) і шорсткість стінки (δ).

Ординати епюр активного σ_a і пасивного σ_p тисків обчислюємо за формулою:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_a \\ \sigma_p \end{matrix} \right\} = \left. \begin{matrix} \bar{q}_a \\ \bar{q}_p \end{matrix} \right\} \cdot (\gamma z + q), \quad (9.36)$$

де q – навантаження на поверхні засипання; \bar{q}_a та \bar{q}_p – безрозмірні коефіцієнти відповідно активного та пасивного тисків, визначувані за таблицею 9.2 залежно від значень φ , ε , δ .

Завдяки побудованим епюрам знаходимо рівнодійні сил тиску E_a та E_p .

Таблиця 9.2 – Значення коефіцієнтів \bar{q}_a та \bar{q}_p для визначення активного та пасивного тисків

ε°	$\varphi = 10^\circ$			$\varphi = 20^\circ$			$\varphi = 30^\circ$		
	за значень δ° , що дорівнюють								
	0	5	10	0	10	20	0	15	30
30	$\frac{0,72}{1,04}$	$\frac{0,68}{1,11}$	$\frac{0,68}{1,16}$	$\frac{0,60}{1,26}$	$\frac{0,57}{1,49}$	$\frac{0,57}{1,73}$	$\frac{0,50}{1,49}$	$\frac{0,47}{2,08}$	$\frac{0,50}{2,80}$
20	$\frac{0,73}{1,18}$	$\frac{0,70}{1,29}$	$\frac{0,70}{1,35}$	$\frac{0,58}{1,51}$	$\frac{0,54}{1,83}$	$\frac{0,54}{2,13}$	$\frac{0,46}{1,90}$	$\frac{0,43}{2,79}$	$\frac{0,45}{3,80}$
10	$\frac{0,72}{1,31}$	$\frac{0,70}{1,43}$	$\frac{0,68}{1,52}$	$\frac{0,54}{1,77}$	$\frac{0,50}{2,19}$	$\frac{0,50}{2,57}$	$\frac{0,40}{2,39}$	$\frac{0,37}{3,62}$	$\frac{0,38}{5,03}$
0	$\frac{0,70}{1,42}$	$\frac{0,67}{1,56}$	$\frac{0,65}{1,66}$	$\frac{0,49}{2,04}$	$\frac{0,45}{2,55}$	$\frac{0,44}{3,04}$	$\frac{0,33}{3,00}$	$\frac{0,30}{4,62}$	$\frac{0,31}{6,55}$
-10	$\frac{0,65}{1,49}$	$\frac{0,61}{1,65}$	$\frac{0,59}{1,76}$	$\frac{0,42}{2,30}$	$\frac{0,38}{2,93}$	$\frac{0,37}{3,53}$	$\frac{0,26}{3,65}$	$\frac{0,24}{5,82}$	$\frac{0,24}{8,42}$
-20	$\frac{0,58}{1,53}$	$\frac{0,54}{1,70}$	$\frac{0,52}{1,83}$	$\frac{0,35}{2,53}$	$\frac{0,31}{3,31}$	$\frac{0,30}{4,03}$	$\frac{0,20}{4,42}$	$\frac{0,18}{7,38}$	$\frac{0,17}{10,70}$
-30	$\frac{0,49}{1,52}$	$\frac{0,45}{1,71}$	$\frac{0,44}{1,85}$	$\frac{0,27}{2,76}$	$\frac{0,24}{3,67}$	$\frac{0,23}{4,51}$	$\frac{0,13}{5,28}$	$\frac{0,12}{9,07}$	$\frac{0,11}{13,50}$
Значення \bar{q}_a наведені в чисельнику, \bar{q}_p – в знаменнику									

ГЛАВА 10 РЕОЛОГІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ ТА ЇХНІ УРАХУВАННЯ

10.1 Експериментальні дані про реологічні властивості ґрунтів

У розглянутій раніше схемі роботи основи фундаменту (рис. 6.2) враховувалися загальні деформації й осідання за цього навантаження без урахування характеру їхнього наростання в часі. Уявимо тепер, що для кожного ступеня навантаження фіксується розвиток осідання в часі. Водночас залежно від загального навантаження можливі такі випадки (рис. 10.1).

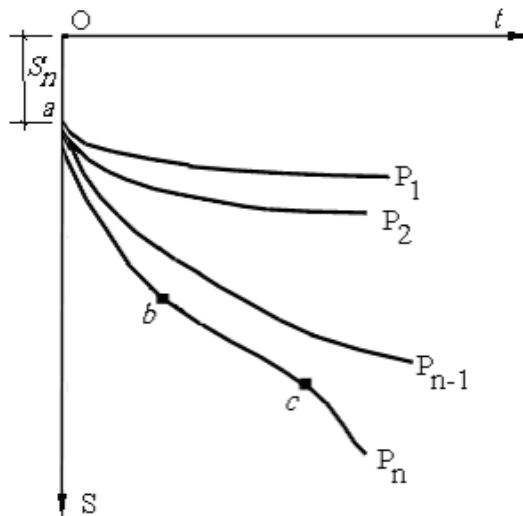


Рисунок 10.1 – Розвиток осідання в часі за різних навантажень

1) За невеликих навантажень $P_{1,2} < P_{нач}$ криві залежності осідання від часу $s = f(t)$ швидко виположуються, тобто швидкість наростання осідання зменшується, наближаючись до нуля: $ds/dt \rightarrow 0$.

2) У разі зростання навантаження в межах $P_{нач} < P_{n-1} < R$ крива $s=f(t)$ спочатку має такий же характер, як у попередньому випадку, але потім швидкість наростання осідання стає постійною ($ds/dt=const$), тобто залежність $s=f(t)$ буде лінійною.

3) За ще більших сумарних навантажень P_n крива $s=f(t)$ уміщує ділянки першого ($ав$) і другого ($вс$) типів, а потім інтенсивність наростання осідання різко збільшується ($ds/dt \rightarrow \infty$), що відповідає переходу основи в стадію руйнування.

В усіх трьох випадках спостерігається деяке початкове осідання $S_n = oa$, що протікає достатньо швидко відносно усього часу деформації. Воно має назву *умовно-миттєве* та залежить від величини навантаження.

Якщо основа складена водонасиченим ґрунтом, то основною причиною розвитку деформацій у часі після прикладання навантаження є фільтрація води в порах під дією різниці натисків, що виникає. Вона спричиняє також переміщення твердих часток – скелета ґрунту, що вже пов'язано з проявом їхніх реологічних властивостей.

Але деформації повзучості, впливаючи на фільтраційну консолідацію, тривають і після її закінчення, коли тиск у порах ґрунту розсіюється. Зважаючи на це, для водонасичених ґрунтів осідання, що показані на рисунку 10.1, обумовлені ефектом консолідації фільтраційної (первинної) й вторинної, пов'язаної тільки з деформаціями повзучості «у чистому вигляді». Важливо, що і для останніх, три вказані та проілюстровані на рисунку 10.1 випадки теж наявні. Повзучості мають назви: *загасаючої* або *сталогої* та *незагасаючої* або *прогресуючої* течії, за якої $ds/dt \rightarrow \infty$.

Розглянемо основні встановлені дослідними закономірності деформацій повзучості під час стиснення та зрушення.

Повзучість ґрунтів під час стиснення найпростіше вивчати компресійними випробуваннями тонких зразків водоненасичених глинистих ґрунтів. Поровий тиск, що виникає, є малим, а також проявляються властивості повзучості скелета ґрунту. Частина деформації, що швидко протікає, зараховують до миттєвої, а решту до деформації повзучості. Зазвичай випробовують декілька однакових зразків, навантажуючи їх різними навантаженнями, що не змінюються в часі. Залежно від властивостей ґрунту тривалість дослідів може обчислюватися тижнями, місяцями й навіть роками (рис. 10.2).

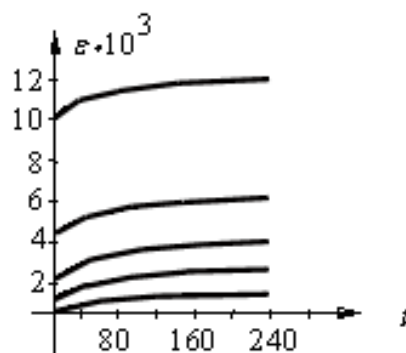


Рисунок 10.2 – Криві повзучості суглинку

Повзучість за таких випробувань, як і за усебічного (гідростатичного) стиснення, завжди загасаюча. Як довели численні експерименти, криві повзучості задовольняють рівнянню:

$$e(t) = e_0 - a_0 \sigma - a_I \sigma [1 - \exp(-\gamma_I t)], \quad (10.1)$$

де e_0 – початковий коефіцієнт пористості; a_0 – коефіцієнт миттєвої стисливості; a_I – коефіцієнт стисливості в часі з урахуванням повзучості; γ_I – параметр повзучості.

Вираз (10.1) можна записати для деформації:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{1 + e_0} [a_0 + a_I (1 - \exp(-\gamma_I t))]. \quad (10.2)$$

Із (10.2) видно, що за $t = 0$ отримуємо миттєву деформацію:

$$\varepsilon_{t=0} = a_0 \sigma / (1 + e_0). \quad (10.3)$$

Чим менше значення параметра γ_I , тим повільніше розвиваються деформації повзучості. При значеннях $\gamma_I \rightarrow \infty$ отримуємо:

$$\varepsilon = (a_0 + a_I) \sigma / (1 + e_0), \quad (10.4)$$

тобто вираз для звичайної спрямленої компресійної кривої з коефіцієнтом стисливості $(a_0 + a_I)$. Він справедливий також для деформації, що закінчилася, (стабілізованої) при $t = \infty$ і будь-якому значенні параметра повзучості.

Із (10.2) витікає, що якщо побудувати графіки повзучості водоненасиченого ґрунту в напівлогарифмічній системі координат « $\varepsilon - \ln t$ » за різних тисків σ_i , то буде отримана серія прямих із різним нахилом (рис. 10.3).

Отже, отримані залежності для деформацій повзучості можна описати рівнянням виду:

$$\varepsilon_{i\Pi} = b_{i\Pi} \ln(t/t_0), \quad (10.5)$$

де b_{in} – параметр повзучості, що розраховується по прямій при цьому тиску. Наприклад, за σ_i із рис. 10.3 отримуємо:

$$b_{in} = \operatorname{tg} \alpha_i = \Delta \varepsilon_{in} / \ln(t/t_o). \quad (10.6)$$

Для водонасичених глинистих ґрунтів деформації повзучості розвиваються здебільшого після закінчення фільтраційної консолідації. Об'єктивно його можна встановити, фіксуючи міру розсіювання порового тиску або розглядаючи зміну швидкостей деформацій. Необхідно також відокремити початкову або миттєву деформацію від фільтраційної, тобто встановити момент початку фільтраційної консолідації.

Для розв'язання цих завдань можна використовувати графічні прийоми Тейлора – для визначення деформації, відповідної початку фільтраційної консолідації, і Казагранде – для визначення часу закінчення фільтраційної консолідації й відповідної деформації. Прийоми ці виходять з аналізу експериментів і засновані на представленні результатів досвіду в координатах « $\varepsilon - \sqrt{t}$ » та « $\varepsilon - \ln t$ » (рис. 10.4).

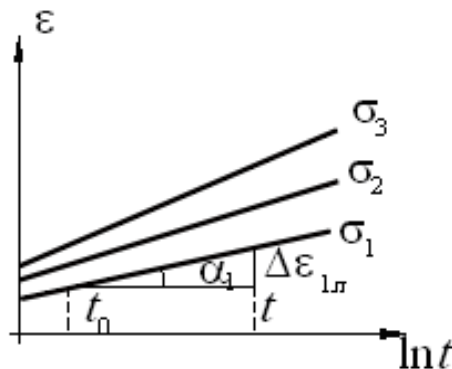


Рисунок 10.3 – Зображення кривих для повзучості у напівлогарифмічних координатах

Параметр повзучості визначається аналогічно (10.6) для ділянки вторинної консолідації:

$$b_{in} = \Delta \varepsilon_{in} / \ln(t/t_v), \quad (10.7)$$

де t_v – час закінчення фільтраційної консолідації.

Розглянемо повзучість під час зрушення та пов'язану з нею тривалу міцність ґрунтів.

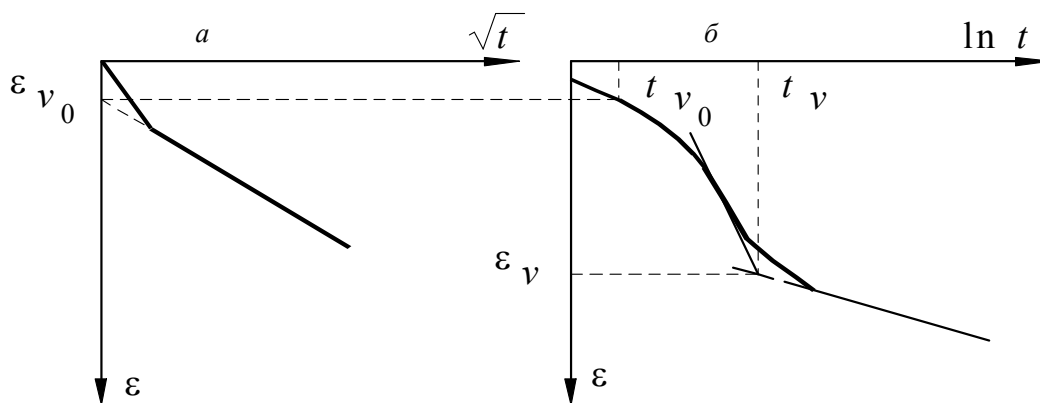


Рисунок 10.4 – Зображення графіка консолідації водонасиченого ґрунту:
 a – визначення ε_{v0} ; b – визначення ε_v та t_v

Як і під час стиснення, у момент прикладання навантаження (тут постійних дотичних напружень) відзначається швидке наростання деформації зрушення, що розглядається як умовно-миттєве; далі йде повільне наростання деформації повзучості.

Залежно від величини прикладених дотичних напружень для зрушення також може спостерігатися загасаюча, стала та прогресуюча повзучість. Дійсно, поки напруження мале, швидкість деформації зменшується, прагнучи до нуля (рис. 10.5, a , напруження – τ_l). За деякого напруження τ_2 загасаюча повзучість переходить у сталу, а за ще більшого τ_3 стала повзучість за $t = t_3$ переходить в прогресуючу, що призводить до руйнування ґрунту. Чим більше напруження, тим швидше настає руйнування.

За експериментальними даними такого типу можна побудувати графік залежності руйнівних дотичних напружень від часу (рис. 10.5, b). Цей графік називається *кривою тривалої міцності ґрунту*. Асимптотичне значення τ_∞ , до якого наближається крива за $t \rightarrow \infty$, називають *гранично тривалою міцністю ґрунту* (чи *межею тривалої міцності*).

Міцність, що отримується при звичайних відносно короткочасних лабораторних випробуваннях, називають *стандартною*; вона близька до умовно-миттєвої міцності.

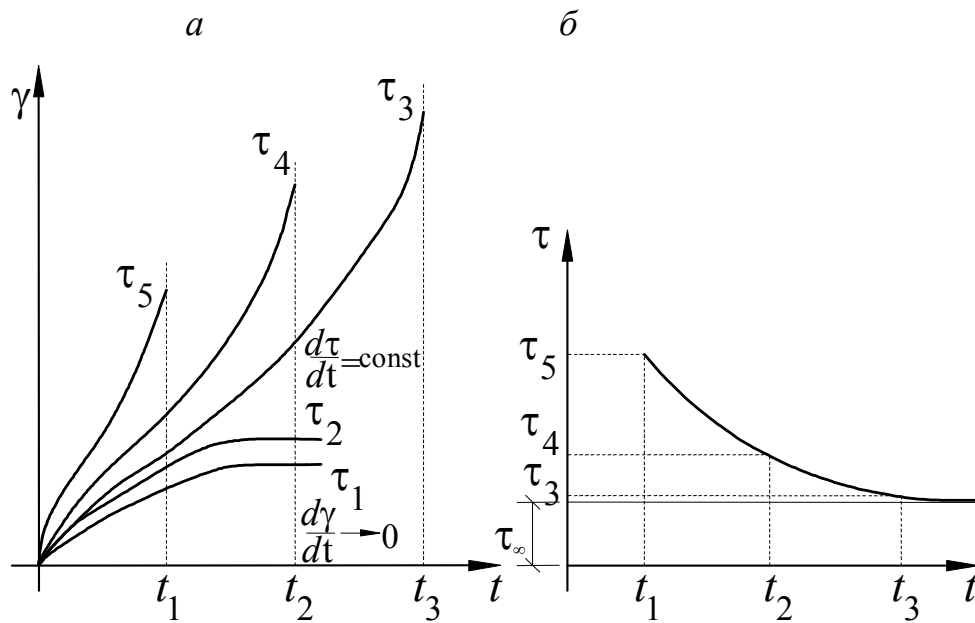


Рисунок 10.5 – Повзучість під час зрушення (а) та крива тривалої міцності (б)

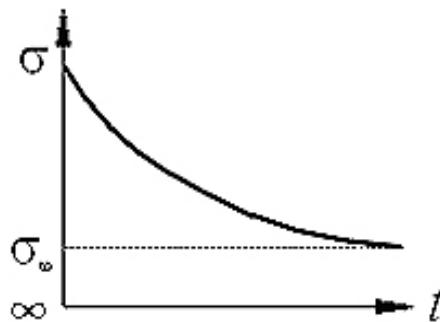


Рисунок 10.6 – Крива релаксації

Зупинимося ще на явищі релаксації напруження. Якщо швидким завантаженням надати зразку ґрунту деяку деформацію та закріпити його в такому стані, щоб деформація не змінювалася, то з часом напруження в ґрунті зменшуються. Процес зменшення (розслаблення) напруження обумовлений повільною внутрішньою перебудовою складання ґрунту з руйнуванням одних зв'язків і виникненням інших, тобто релаксація має ту ж природу, що і повзучість.

За результатами досвіду можна побудувати криву зменшення напруження в часі (рис. 10.6), крім того, деяка частина первинного (миттєвого) напруження зберігається протягом дуже тривалого часу.

10.2 Реологічні моделі

Для наочного виявлення й опису закономірностей повзучості зручно використовувати реологічні моделі. Вони застосовуються також для виведення співвідношень, що зв'язують напруження, деформації та їхні швидкості. Такі співвідношення називаються *рівняннями стану*.

Реологічні моделі складаються із простіших моделей – елементів, що відображають певну фундаментальну властивість ґрунтів. Такі елементарні моделі, насправді, вже використовувалися раніше, відображаючи пружні (модель Гука), пластичні (модель Кулона) та в'язкі (модель Ньютона) властивості ґрунтів. Вони лежать в основі теорій лінійно-деформувального середовища, граничної рівноваги та теорії фільтраційної консолідації ґрунтової маси.

На схемах перелічені моделі зображуються пружиною, елементом тертя та демпфером – циліндром, заповненим в'язкою рідиною, у якій може переміщатися дірчастий поршень (рис. 10.7).

Закономірності деформування цих елементів мають добре відомий вигляд. Для *пружного елемента* – це закон Гука:

$$\gamma = \tau / G . \quad (10.8)$$

Для *пластичного елемента* $\gamma = 0$ за $\tau < \tau_o$, тобто деформація відсутня, поки напруження не досягне деякої межі, а далі необмежено наростає, тобто за $\tau = \tau_o$ $\gamma \rightarrow \infty$.

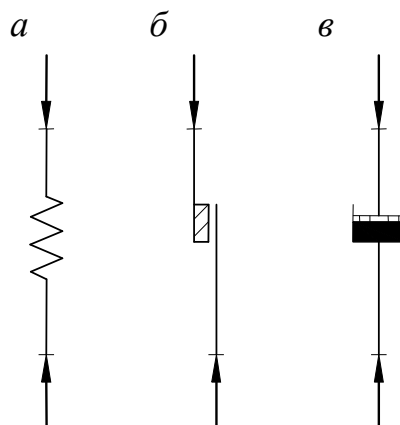


Рисунок 10.7 – Прості моделі-елементи: *а* – Гука; *б* – Кулона; *в* – Ньютона

Для в'язкого елемента дотримується пропорційність напруження та швидкості деформації, тобто:

$$\dot{\gamma} = \tau/\eta, \quad (10.9)$$

де η – коефіцієнт в'язкості (динамічна в'язкість).

Різні комбінації приведених елементів дозволяють відобразити деякі реологічні властивості ґрунтів.

Сполучаючи пружний і в'язкий елементи послідовно та паралельно, отримуємо відповідно до моделі Максвелла та Кельвіна (рис. 10.8, а, б), які є в'язко-пружними, але деформуються в часі по-різному. З'ясуємо цю відмінність.

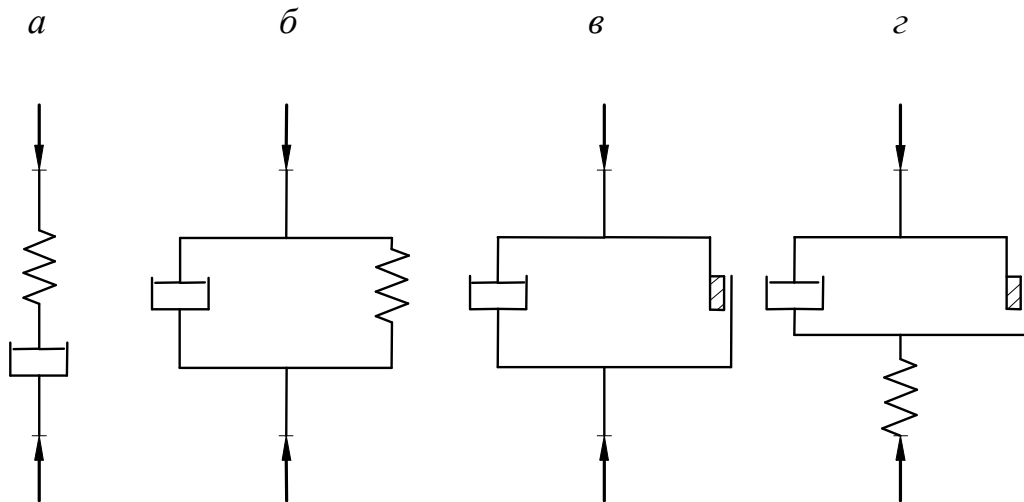


Рисунок 10.8 – Реологічні моделі Максвелла (а), Кельвіна (б), Бінгама – Шведова (в) і в'язко-пружно-пластична (г)

За послідовного з'єднання елементів напруження постійне, а деформації та швидкості складаються. Тому, диференціюючи (10.8) і складаючи з (10.9), отримуємо вираз для швидкості деформації моделі в цілому, тобто її рівняння стану:

$$\dot{\gamma} = \dot{\tau}/G + \tau/\eta, \quad (10.10)$$

За постійної деформації $\gamma = const$ та початкової умови за $t = 0$ $\tau = \tau_n$

розв'язання рівняння (10.10) має вигляд:

$$\tau = \tau_H \exp(-t/T_r), \quad (10.11)$$

де $T_r = \eta/G$ – час релаксації.

Значення часу релаксації зрозуміло з (10.11): за $t = T_r$ $\tau_H/\tau = e$; тобто T_r – цей час, за який напруження зменшується у $e = 2,718$ раз (рис. 10.9, а).

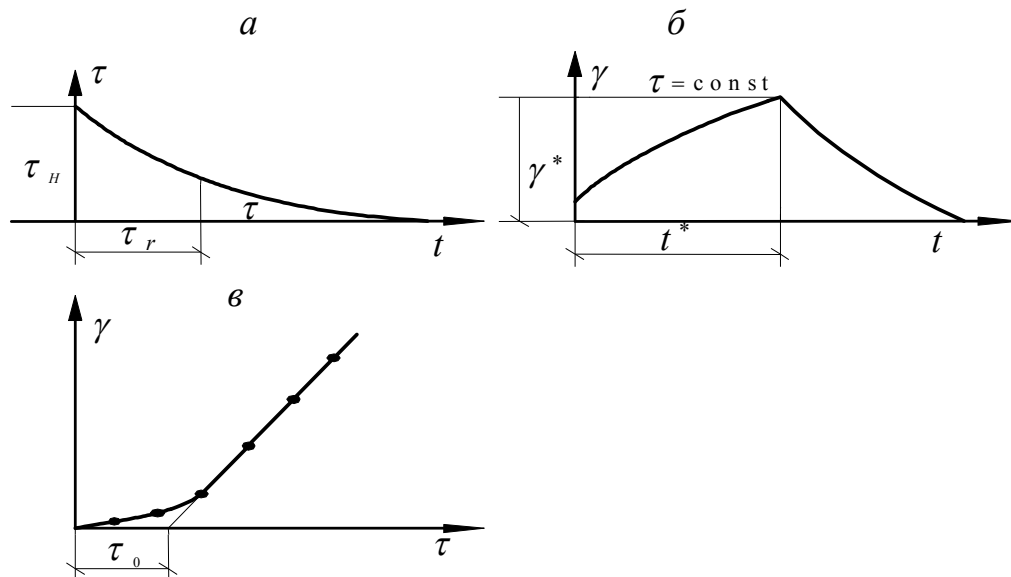


Рисунок 10.9 – Зміна напруження, деформацій і швидкостей деформацій в моделях: а – Максвелла; б – Кельвіна; в – Бінгама – Шведова

Якщо час дії навантаження перевищує час релаксації, то будь-який матеріал виявляє в'язкі властивості та тече подібно рідині, наприклад, для льоду $T_r = a \cdot 10^2$ с; такий же порядок T_r у глинистого ґрунту текучої консистенції.

Із (10.10) за $\tau = \text{const}$ маємо $\dot{\gamma} = \tau/\eta$, тобто за постійного напруження та в'язкості швидкість деформації також постійна. Отже, модель Максвелла – це модель релаксуючого середовища з незгасаючою сталою повзучістю. Ватро зазначити, що на відміну від реальних ґрунтів (див. рис. 10.6) напруження в цій моделі релаксують повністю.

Розглянемо модель із паралельним з'єднанням цих же елементів (рис. 10.8, б). Напруження в елементах складаються, що дає рівняння стану:

$$\tau = \eta \dot{\gamma} + G\gamma. \quad (10.12)$$

Інтегрування рівняння (10.12) за постійного напруження та початкової умови $\gamma = 0$ за $t = 0$ дає такий вираз для деформації:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \left[1 - \exp\left(-\frac{G}{\eta} t\right) \right]. \quad (10.13)$$

Згідно з (10.13) деформація зростає від нуля до кінцевого стабілізованого значення $\gamma_{\infty} = \tau/G$. Величина $\frac{\eta}{G} = T_p$ називається *часом запізнювання деформацій*.

Із (10.12) видно, що за $\gamma = \text{const}$ напруження залишається постійним, отже, за паралельного з'єднання пружного та в'язкого елементів отримуємо модель *нерелаксуючого* середовища з несталою загасаючою повзучістю.

Якщо у момент часу $t = t^*$ під час деформації $\gamma = \gamma^*$ відбулось розвантаження, то з (10.12) отримуємо вираз для деформації:

$$\gamma = \gamma^* \exp\left[-G(t - t^*)/\eta\right]. \quad (10.14)$$

Отже, після зняття навантаження деформація зменшується, поступово наближаючись до нуля (рис. 10.9, б).

В обох проаналізованих моделях деформації викликаються будь-яким скільки завгодно малим навантаженням. Властивість більшості ґрунтів деформуватися, якщо навантаження перевищує деяке значення, відображається в'язкопластичною моделлю Бінгама – Шведова (рис. 10.8, в) із паралельним з'єднанням в'язкого та пластичного елементів.

Рівняння стану за $\tau \geq \tau_0$:

$$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\gamma},$$

де τ – постійна пластичного елементу; для глинистих ґрунтів; τ_0 – початковий опір зрушенню або поріг повзучості.

Якщо $\tau < \tau_0$, деформація відсутня ($\gamma = 0$) (рис. 10.9, в).

Послідовне з'єднання цієї моделі з пружним елементом дає модель в'язко-пружно-пластичного середовища (рис. 10.8, з), що дозволяє врахувати пружні деформації за $\tau < \tau_0$. Узагалі, збільшуючи кількість елементів і по-різному їх комбінуючи, можна наблизити реологічні властивості моделі до властивостей реальних ґрунтів. Проте самі моделі ущільнюються, втрачаючи простоту та наочність, тому «стосовно реальних ґрунтів реологічні моделі можуть використовуватись швидше для ілюстрації тих або інших властивостей, а не для створення розрахункових схем, на основі яких можна було б створювати відповідну теорію».

10.3 Лінійна теорія спадкової повзучості

Для опису явищ повзучості Л. Больцман запропонував використовувати інтегральне рівняння вигляду:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \int_0^t k(t - \tau) \sigma(\tau) d\tau, \quad (10.15)$$

де перший доданок дає миттєву деформацію, другий – поступово наростаючу, визначувану деякою функцією $k(t - \tau)$. Вона називається ядром повзучості рівняння (10.15).

Розглянемо передумови й отримання інтегрального рівняння (10.15), з'ясувавши значення його ядра повзучості на прикладі подовжньої деформації за простого одновісного стиснення.

Нехай у момент часу τ до зразка ґрунту прикладено нормальне напруження $\sigma(\tau) = I$. Тоді деформацію стиснення у будь-який момент часу t можна записати у вигляді:

$$\delta(t, \tau) = \frac{I}{E(\tau)} + C(t, \tau), \quad (10.16)$$

де $E(\tau)$ – модуль миттєвої деформації для моменту часу τ ; $C(t, \tau)$ – деформація повзучості у разі стиснення одиничним напруженням до моменту часу.

Функцію $C(t, \tau)$ називають мірою повзучості.

Якщо в момент часу τ діє постійне напруження $\sigma(\tau)$, то для загальної деформації в момент t за лінійної теорії варто прийняти:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\tau)\delta(t, \tau) = \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} + \sigma(\tau) \cdot C(t, \tau). \quad (10.17)$$

Якщо ж прикладене напруження зростає, то для приросту часу dt приріст напруження складе: $(\partial\sigma(\tau)/\partial\tau)d\tau$ і деформація від нього буде:

$$\delta(t, \tau) \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} d\tau.$$

Під час складання деформацій від усіх приростів напруження з моменту τ до моменту t сумарна деформація до моменту t дорівнює:

$$\int_{\tau}^t \delta(t, \tau) \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} d\tau. \quad (10.18)$$

Складаючи її з деформацією за (10.17), отримуємо:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\tau)\delta(t, \tau) + \int_{\tau}^t \delta(t, \tau) \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} d\tau. \quad (10.19)$$

Інтегруючи (10.19) по частинах, приймаючи $u = \delta(t, \tau)$; $dU = \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} d\tau$ та враховуючи, що $C(t, t) = 0$ і відповідно $\delta(t, t) = 1/E(t)$, остаточно матимемо:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial\tau} \delta(t, \tau) d\tau. \quad (10.20)$$

Порівнюючи рівняння (10.20, 10.15), бачимо, що вони співпадають за $\tau = 0$ та $k(t - \tau) = -\frac{\partial}{\partial\tau} \delta(t, \tau)$. З урахуванням визначення $\delta(t, \tau)$ за (10.16)

зрозуміло, що ядро повзучості з точністю до постійної представляє швидкість зміни деформації від постійного одиничного напруження.

Ядро повзучості визначається експериментально й апроксимується різними формулами. Найбільше застосування отримало експоненціальне ядро:

$$\bar{k}(t - \tau) = \delta \exp[-\delta_I(t - \tau)], \quad (10.21)$$

де δ, δ_I – параметри.

Рівняння (10.15) записується у вигляді:

$$\varepsilon(t) = \frac{I}{E} \left[\sigma(t) + \int_0^t \bar{k}(t - \tau) \sigma(\tau) d\tau \right]. \quad (10.22)$$

Деформація ґрунту з ядром (10.21) за постійного напруження $\sigma(t) = \sigma(\tau) = \sigma_o$ дорівнює:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{E} \left[1 + \int \delta \exp[-\delta_I(t - \tau)] d\tau \right].$$

Замінюючи змінну $t - \tau = \theta$; $d\tau = -d\theta$ та інтегруючи, отримуємо:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_o}{E} \left[1 + \frac{\delta}{\delta_I} (1 - e^{-\delta_I t}) \right]. \quad (10.23)$$

У початковий момент миттєве осідання $\varepsilon_o = \sigma_o / E_o$, а для стабілізованого осідання за $t \rightarrow \infty$ отримуємо:

$$\varepsilon_\infty = \sigma_o (1 + \delta / \delta_I) / E_\infty,$$

де E_o та E_∞ – відповідно миттєвий і тривалий модулі деформації.

Рівняння, що аналогічні (10.15), можна записати для усіх компонентів тензора деформації. До них увійдуть коефіцієнти Пуассона:

$\nu_1(\tau)$ – для миттєвої частини поперечної деформації;

$\nu_2(t, \tau)$ – для деформації повзучості.

Змінна величина $\nu_2(t, \tau)$ залежить як від властивостей ґрунту в момент часу τ , так і від тривалості дії навантаження, тобто проміжку $(t - \tau)$, протягом якого наросли деформації.

Для деформації зрушення (10.16) приймаємо у вигляді:

$$\delta(t, \tau) = \frac{I}{G(\tau)} + \omega(t, \tau), \quad (10.24)$$

де $G(\tau)$ – модуль зрушення в момент τ ; $\omega(t, \tau)$ – міра повзучості під час зрушення.

Модуль зрушення, як і модуль подовжньої деформації, змінюється в часі. Вони пов'язані залежністю:

$$G(t) = \frac{E(t)}{2[I + \nu_I(t)]}. \quad (10.25)$$

У теорії повзучості доведено, що за постійності коефіцієнта поперечної деформації: $\nu_1(\tau) = \nu_2(t, \tau) = \nu$, напружений стан ґрунту як повзучого середовища співпадає з розв'язаннями теорії пружності за однаковими граничними умовами. Якщо ж напруження відомі й експериментально встановлено ядро повзучості, то на підставі рівнянь виду (10.22) можна знайти деформації для будь-якого моменту часу, а по них як горизонтальні, так і вертикальні переміщення (осідання) основи. Наприклад, якщо у ряді точок по глибині основи знайдені для заданого моменту часу вертикальні деформації, то осідання визначиться інтегруванням по усій глибині активної зони основи або, приблизно, підсумовуванням:

$$s(t) = \int_0^{H_a} \varepsilon_z(t, z) dz \approx \sum_{i=1}^n \varepsilon_z(t, z_i) \Delta z_i. \quad (10.26)$$

Глибина активної зони встановлюється за звичайними правилами.

10.4 Урахування деформацій повзучості під час зрушення

Урахування зсувних деформацій повзучості особливо важливе для споруд, що сприймають значні горизонтальні навантаження від ваги ґрунту та води. Виникаючі в основі таких «підпірних» споруд дотичні напруження з часом можуть привести до розвитку та накопичення деформацій повзучості. Відомі тривалі зміщення підпірних стін, набережних зі швидкістю до 1 см/рік, так що за декілька десятків років зміщення досягали 50 – 80 см. Аналогічно можуть розвиватися деформації ґрунтів укосів і схилів.

Раніше була показана можливість розрахунку деформацій і зміщень на базі спадкової теорії повзучості відповідно до (10.26). Відомі й інші підходи до розв'язання завдань тривалої стійкості та деформацій підпірних споруд і схилів, що мають інженерний характер і містять різні допущення без їхнього чіткого обґрунтування. Найґрунтовніша широка з таких концепцій була розроблена Н. Н. Масловим для глинистих ґрунтів і названа ним фізико-технічною теорією повзучості. Вона отримала широке застосування на практиці.

Теорія Н. Н. Маслова базується на моделі Бінгама – Шведова (див. рис. 10.8, 10.9) з інтерпретацією пластичної постійної як порогу повзучості, пов'язаного з опором ґрунту зрушенню. Останнє представляється в тричленній формі:

$$\tau_{pw} = p \operatorname{tg} \varphi_w + c_w + c_c, \quad (10.27)$$

де φ_w – кут внутрішнього тертя за неконсолідованого та недренованого стану й природної вологості w ; c_w – зчеплення зв'язності, що має водно-колоїдну природу й оборотний характер; c_c – жорстке структурне зчеплення безоборотного (крихкого) тіла.

За співвідношенням і значущістю складових у (10.27) виділяються три типи ґрунтів, які різною мірою схильні до деформацій повзучості:

1. Жорсткі міцні ґрунти з переважальним впливом кристалізаційних зв'язків і структурного зчеплення. Такі ґрунти можна вважати мало схильними до деформацій повзучості.

2. Пластичні ґрунти, у яких тертя практично не проявляється, структурне зчеплення відсутнє ($c_c \approx 0$) і міцність визначається тільки зчепленням зв'язності. Ці ґрунти найбільшою мірою схильні до повзучості,

проте у зв'язку з можливістю зменшення зчеплення зв'язності у разі зміни стану ґрунту поріг повзучості для них приймається таким, що дорівнює нулю, так що будь-яке дотичне напруження призводить до розвитку деформацій – як для ідеально в'язкої рідини.

3. Прихованопластичні ґрунти – загальний випадок, коли мають значення усі доданки в (10.27). Для таких ґрунтів умовою розвитку повзучості буде перевищення напруженням порогу повзучості, що приймається за (10.27) без зчеплення зв'язності з указаної вище причини:

$$\tau > \tau_o = ptg\varphi_w + c_c. \quad (10.28)$$

Основне рівняння для швидкостей деформацій зрушення можна отримати виходячи з припущення про рух ґрунту під дією дотичних напружень у деякому шарі Δz під подошвою підпірної споруди (рис. 10.10).

Розглянемо зміщення двох точок на межах шару Δz . За час Δt точки 1 і 2 зрушаться відповідно на Δx_1 та Δx_2 , так що зрушення буде дорівнювати:

$$\Delta\gamma = \frac{\Delta x_1 - \Delta x_2}{\Delta z}.$$

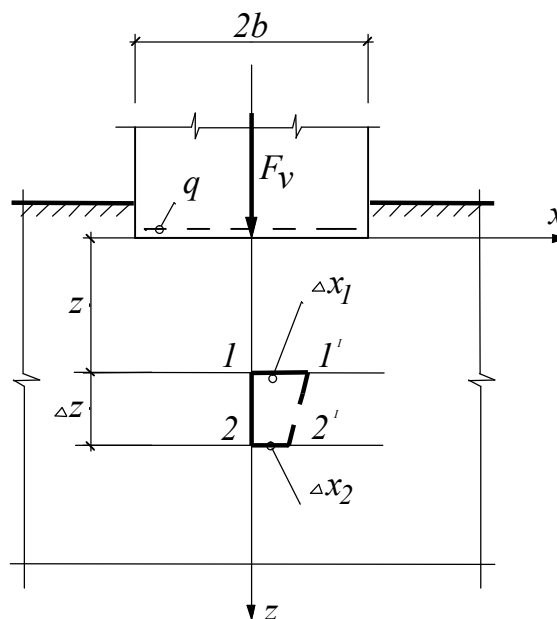


Рисунок 10.10 – Схема визначення зміщень підпірної споруди

Поділивши на Δt , отримуємо:

$$\frac{\Delta \gamma}{\Delta t} = \frac{\Delta x_1 / \Delta t - \Delta x_2 / \Delta t}{\Delta z} = \frac{v_1 - v_2}{\Delta z}.$$

Переходячи до межі за $\Delta z \rightarrow 0$ та $\Delta t \rightarrow 0$, отримуємо рівність похідних:

$$\frac{\partial \gamma}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z}. \quad (10.29)$$

Тому в рівнянні (10.14) моделі Бінгама – Шведова можна записати:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_o}{\eta} = \frac{dv}{dz}. \quad (10.30)$$

Рівняння (10.30) записуємо в диференціалах і використовуємо для прогнозу швидкостей деформацій зрушення та зміщень за певний час:

$$dv = \frac{\tau - \tau_o}{\eta} \cdot dz. \quad (10.31)$$

Знайдемо швидкість горизонтального зміщення підпірної споруди за вертикального навантаження F_v , ширині підшви $2b$ від розподіленого горизонтального навантаження q в умовах плоского завдання (рис. 10.10). Розподіл нормального та дотичного напружень в основі від діючих по підшві навантажень приймаємо за теорією лінійно-деформувального середовища. Для дотичних напружень по вісі симетрії ($x=0$) отримуємо:

$$\tau_{zx} = \frac{2q}{\pi} \left(\arctg \frac{b}{z} - \frac{bz}{z^2 + b^2} \right). \quad (10.32)$$

За визначенням порогу повзучості за (10.28) варто врахувати зміну нормального напруження p по глибині основи, так що $\tau_{0z} = f(z)$:

$$\tau_{oz} = (\sigma_z + \gamma z) \operatorname{tg} \varphi_w + c_c, \quad (10.33)$$

де σ_z – середнє, для певного шару ґрунту, вертикальне стискувальне напруження.

Для деформації повзучості у разі зрушення також використовують поняття активної зони, де спостерігаються такі деформації. Нижню межу активної зони визначаємо з умови:

$$\tau_{zx} = \tau_{oz}.$$

Підставляючи (10.32, 10.33) у рівняння (10.31), інтегруємо від 0 до H_a , враховуючи, що на нижній межі активної зони деформації відсутні, тобто за $z = H_a$ $v = 0$, тоді для підшви споруди за $z=0$ отримуємо такий вираз для швидкості зміщення:

$$v = \frac{H_a}{\eta} \left\{ \frac{2q}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{b}{H_a} - \left[\left(\sigma_z + \frac{\gamma H_a}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_w + c_c \right] \right\}. \quad (10.34)$$

У практичних розрахунках враховується також зміна з часом коефіцієнта в'язкості відповідно до такого співвідношення:

$$\eta_t = \eta_k - (\eta_k - \eta_o) e^{-\mu t}, \quad (10.35)$$

де η_o та η_k – початковий і кінцевий коефіцієнти в'язкості; μ – параметр залежності (с^{-1}).

Розглянута теорія має переваги у простоті початкових положень і ув'язаності їх з опором ґрунтів зрушенню з урахуванням його фізичної природи. Вона може застосовуватися для розрахунку зміщень підпірних споруд, укосів і схилів на основі методів плоских або круглоциліндричних поверхонь. Водночас уздовж небезпечних поверхонь виявляється зона, у якій дотичне напруження перевищує поріг повзучості, і за (10.31) визначаються швидкості зміщень. Варіант цієї теорії розроблений для прогнозу тривалих осідань споруд на маловологих глинистих ґрунтах, зокрема, лесах і лесоподібних ґрунтах.

У зв'язку з важливістю в розрахунках за цією теорією порогу повзучості та коефіцієнта в'язкості ґрунту вони повинні визначатися експериментально за методиками, що описані в технічній і нормативній літературі. Попередні орієнтовні розрахунки за розглянутою теорією можна виконати з використанням довідкових даних.

10.5 Розрахунок осідань з урахуванням повзучості

Розглянемо найбільш простий випадок водоненасичених ґрунтів, які можуть вважатися умовно-однорідною квазіоднофазною системою. У цьому випадку для одновимірного завдання осідання розраховують за наведеними раніше співвідношеннями з використанням експериментально певних параметрів повзучості.

Нехай визначається осідання шару ґрунту потужністю H при тиску σ_0 на момент часу t . За формулою (10.5) осідання завдяки повзучості дорівнює:

$$s_{\Pi_t} = H b_{\Pi} \ln(t/t_0). \quad (10.36)$$

Для отримання загального осідання до значення s_{Π_t} за (10.36) варто додати осідання, розраховане звичайним способом за «стандартним» модулем деформації або коефіцієнтом стисливості.

За теорією спадкової повзучості загальне осідання у момент часу t визначаємо на підставі (10.23):

$$s(t) = \frac{\sigma_0 H}{E} \left[1 + \frac{\delta}{\delta_I} \left(1 - e^{-\delta_I t} \right) \right]. \quad (10.37)$$

У межах розглянутої вище фізико-технічної теорії повзучості встановлювати наростання тривалого осідання рекомендується на підставі рівняння:

$$\dot{\varepsilon}_{\sigma,t} = \frac{\sigma}{\eta_t}, \quad (10.38)$$

де $\varepsilon_{\sigma,t}$ – відносна деформація компресійного стиснення за

ущільнювального тиску σ (модуль осідання за Н. Н. Масловим); η_t – коефіцієнт в'язкості як функція часу, що визначається за (10.35).

Якщо прийняти η_t за (10.35), проінтегрувати (10.38) від 0 до t , то осідання шару ґрунту потужністю H в умовах одновимірного стиснення дорівнює:

$$s_t = \sigma \cdot H \left[\frac{t}{\eta_k} + \frac{1}{\mu \eta_k} \ln \frac{\eta_k - (\eta_k - \eta_o) e^{-\mu t}}{\eta_o} \right]. \quad (10.39)$$

Формула (10.39) використана для розрахунку тривалих осідань основ, складених лесовим ґрунтом.

Наведені співвідношення можна використовувати для наближеної оцінки тривалих осідань на заданий час в умовах плоского або просторового завдання. За основу варто прийняти схему пошарового підсумовування з умовним обмеженням стисливої товщі. Для кожного розрахункового шару за відповідного тиску σ_{zi} визначаємо параметр повзучості за (10.6) і розраховуємо осідання повзучості на момент часу t :

$$s_{i\Pi} = 0,8 h_i b_{\Pi i} \ln(t/t_e), \quad (10.40)$$

де h_i – товщина розрахункового шару; t_e – термін (тривалість) будівництва.

Якщо вважати, що осідання s_e , розраховане звичайним способом за «стандартним» модулем деформації або коефіцієнтом стисливості, відповідає закінченню періоду будівництва, то загальне осідання дорівнює:

$$s_t = s_e + \sum_I^n s_{i\Pi}. \quad (10.41)$$

Перейдемо до водонасичених ґрунтів. Для них використання приведених співвідношень (виключаючи 10.39) можливо тільки за умови повного завершення процесу фільтраційної консолідації. Для умов одновимірного стиснення шару ґрунту потужністю H суцільним навантаженням p загальне осідання для моменту часу $t > t_v$ приблизно дорівнює:

$$s_t = s_v + s_{i\Pi} = Ha_{ov}p + Hb_{\Pi} \ln(t/t_v), \quad (10.42)$$

де s_v – стабілізоване осідання фільтраційної консолідації; $s_{i\Pi}$ – осідання повзучості; a_{ov} – коефіцієнт відносної стисливості; t_v – час закінчення фільтраційної консолідації.

Загальніші та суворіші методи розрахунку тривалих осідань водонасичених ґрунтів припускають урахування повзучості скелета ґрунту, стисливості порової води, міри ущільненості та структурності ґрунтів. Відповідні рішення й умови їхнього застосування наведені М. О. Цитовичем.

ГЛАВА 11 ОСНОВИ НЕЛІНІЙНОЇ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

11.1 Лінійна та нелінійна механіка ґрунтів. Види нелінійності

Розглянуті раніше закономірності та засновані на них методи розв'язання завдань механіки ґрунтів є класичною механікою ґрунтів, що сформувалася в ХХ ст. В її основу покладена теорія граничного напруженого стану, що базується на лінійній умові міцності Кулона – Мора, і теорія лінійно-деформованого середовища, що виходить із пропорційності напруження й деформацій, тобто закону Гука.

Розроблені на базі вказаних теорій методи дозволили вирішувати широкий круг завдань, що належать не лише до граничного стану по несучій здатності, що лежить поза межами допустимої роботи основ, але й до граничного стану по деформаціях. Проте поступово все більше виявлялася недостатність цих теорій. Основні причини такого положення такі:

1. Обґрунтування можливості застосування теорії лінійно-деформувального середовища до розрахунків основ пов'язане з низкою умов, основна з яких – обмеження діючих на основу навантажень ($p \leq R$). Якщо ця обмежувальна величина (розрахунковий опір основи) виявлялася значно менше граничного навантаження, що встановлюється за теорією граничної рівноваги, то увесь інтервал роботи основи в межах $R < p < p_{пред}$ випадав із розгляду методами двох названих.

2. Деформації та переміщення, розраховані методами теорії лінійно-деформувального середовища, у багатьох випадках не співпадали з дійсними. Недостатня точність методів розрахунку особливо проявлялася під час проектування відповідних споруд із жорсткими обмеженнями на осідання й їхню нерівномірність.

3. Експериментальні дослідження ґрунтів усе більшою мірою показували, що лінійні залежності деформацій від напруження, опору зрушенню від тиску та інші є тільки апроксимацією нелінійних за своєю суттю закономірностей. Це стосується й лабораторних випробувань зразків малих розмірів, і великомасштабних дослідів у лотках, польових умовах, а також натурних випробувань.

Як і в будь-якій науковій галузі, складнощі, що виникали на початку, долали введенням емпіричних поправок, екстраполяціями дослідних даних, різними інженерними прийомами у межах розроблених теорій. Це

можна простежити на методах розрахунку осідань за теорією лінійного деформувального середовища. У них часто використовуються обґрунтовані досвідом вчених положення та прийоми, що іноді суперечать початковим передумовам теорії. Наприклад, під час розрахунку осідання шаруватої основи розподіл напруження приймається як для однорідного ґрунту й в той же час враховується відмінність деформативних характеристик окремих шарів або навіть однорідного шару значної потужності, якщо використовуються результати компресійних випробувань.

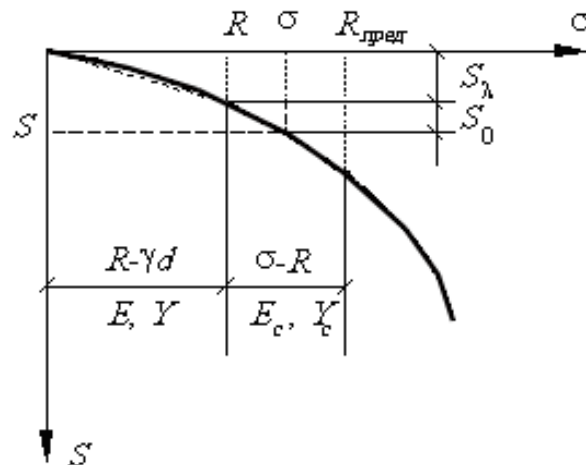


Рисунок 11.1 – До апроксимації графіка $s=f(\sigma)$ ламаної кривої

Інтервал $(R, R_{пред})$ особливо великий для глибоко закладених фундаментів. Для них було запропоновано апроксимувати залежність $s=f(\sigma)$ двома лінійними ділянками (рис. 11.1), розраховуючи загальне осідання підсумовуванням за формулою Шлейхера:

$$s = \frac{\omega \sigma b}{E} (1 - \nu^2), \quad (11.1)$$

використовуючи на кожній ділянці відповідні деформативні характеристики та тиски:

$$s = \omega(R - \gamma d)b/E^* + \omega(\sigma - R)b/E^*.$$

Тут $E^* = E/(1 - \nu^2)$ та $E_c^* = E_c/(1 - \nu_c^2)$ – коефіцієнти лінійно-

деформувального напівпростору для ґрунту в стадіях ущільнення та зрушення відповідно.

На підставі формули (11.1) запропоновано також урахувати нелінійність деформування та повзучість ґрунту, розглядаючи модуль деформації як функцію навантаження й часу.

В. Г. Березанцевим був запропонований метод визначення осідання в стадії зрушень з урахуванням впливу зон граничної рівноваги. Загальне осідання представлялося у вигляді суми:

$$s = s_L + s_\sigma, \quad (11.2)$$

де складова s_σ розглядалася як нелінійне доповнення до s_L , що визначається за теорією лінійно-деформувального середовища.

Наближений прийом для визначення осідання за межею лінійної залежності $\varepsilon = f(\sigma)$ запропонований М. В. Малишевим:

$$s_p = s_R \left[1 + \frac{(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg_o})(p_u - p)} \right], \quad (11.3)$$

де s_R – осідання основи *pf* $p = R$; $p_u = N_u / b'l'$ – граничний опір основи; σ_{zg_o} – напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту.

Формула (11.3) є екстраполяцією осідання за $p > R$ з урахуванням того, що за $p = p_u$ осідання необмежено зростає, тобто $s_p = \infty$. Застосування формули доцільне, якщо осідання при $p = R$ виявляється значно менше гранично допустимого ($s_R \ll s_u$). Можна привести й інші прийоми урахування нелінійних ефектів у ґрунтах. Деякі з них отримали широке застосування.

Проте охарактеризований напрям не вирішив проблем механіки ґрунтів з удосконалення та підвищення точності її методів. Це пов'язано з неможливістю описати та врахувати складні властивості й поведінку ґрунтів, залишаючись у межах лінійних теорій, тому в механіці ґрунтів відбувається перехід до побудови загальних теорій і розробки на їх основі методів розрахунку, враховуючих нелінійність закономірностей, які характеризують поведінку ґрунту. Це – другий і основний напрям розвитку

механіки ґрунтів, у якому використовуються методи, розроблені в теоріях нелінійної пружності, пластичності, у будівельній механіці.

Під час розрахунку конструкцій розрізняють фізичну, геометричну та конструктивну нелінійності.

Фізична нелінійність обумовлена нелінійним характером залежності деформацій і напружень. Геометрична спостерігається, коли переміщення конструкції викликають значну зміну її геометрії – форми та розмірів. У механіці ґрунтів урахування геометричної нелінійності призводить до необхідності розглядати так звані кінцеві деформації, які, на відміну від малих, нелінійно залежать від переміщень.

Конструктивна нелінійність виникає внаслідок змін розрахункової схеми під час монтажу конструкції та її роботи. Прикладом може бути зміна розрахункової схеми шпунтового кріплення котловану під час розроблення ґрунту, установлення додаткових розпірок, бетонування тампонажної подушки.

Загалом для ґрунтів основ у їхній взаємодії з фундаментними та іншими конструкціями властиві усі перераховані види нелінійності. Але головною для формування напружено-деформованого стану ґрунту необхідно вважати фізичну нелінійність. Її урахуванню присвячено найбільша кількість робіт у цій галузі механіки ґрунтів.

11.2 Особливості нелінійного деформування ґрунтів

Раніше було показано, що модель ґрунту як лінійно-деформувального середовища заснована на лінеаризації реальної нелінійної залежності деформації від напруження в обмеженому його інтервалі ($p \leq R$). Деформативні характеристики ґрунту в цьому інтервалі приймаються постійними. Вони належать до загальних деформацій, без розподілу їх на оборотні (пружні) та безоборотні (залишкові або пластичні). Не враховуються характеристиками E , ν окремо об'ємні та зсувні деформації, що мають різне значення в роботі ґрунту під навантаженням з доведенням його до граничного стану. Тому розроблені схеми випробувань, що дозволяють розділяти ці види деформації за різних варіантів вантаження. Послідовність зміни навантаження з її описом у тих або інших координатах називається траєкторією вантаження. Об'ємні деформації встановлюються за гідростатичного, а зсувні – за девіаторного вантаження.

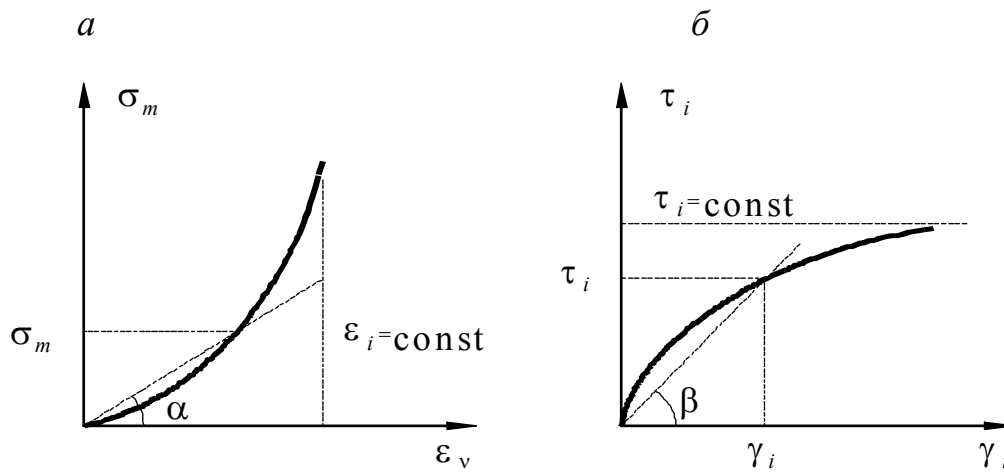


Рисунок 11.2 – Залежності між деформаціями та напруженнями:
a – об’ємна деформація; *б* – деформація зрушення

У першому випадку визначається залежність між середнім нормальним напруженням і об’ємною деформацією:

$$\varepsilon_v = f(\sigma_m), \quad (11.4)$$

де $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ – об’ємна деформація; $\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ – середнє гідростатичне напруження.

При девіаторному вантаженні встановлюється залежність:

$$\gamma_i = f(\tau_i), \quad (11.5)$$

де γ_i – інтенсивність деформацій зрушення, визначувана через головні деформації виразом:

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}}, \quad (11.6)$$

а τ_i – інтенсивність дотичних напружень. Через головні напруження τ_i визначається за формулою:

$$\tau_i = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} . \quad (11.7)$$

Характер залежностей (11.4, 11.5) показаний на рисунку 11.2. Із нього видно, що зі збільшенням σ_m об'ємна деформація зростає, але прагне до деякої постійної величини. Навпаки, збільшення інтенсивності дотичного напруження призводить до необмеженого зростання інтенсивності деформацій зрушення, тобто до руйнування ґрунту.

Отже, руйнування ґрунту пов'язане з розвитком деформацій зрушення.

Загалом, це узгоджується з розглянутим раніше уявленням про стадійність роботи основ при зростанні зон зрушення, хоча тут розподіл деформацій на об'ємні та зсувні має чіткіше значення, ніж раніше на деформації ущільнення та зрушення. Але як і раніше, тут враховуються загальні деформації, що дорівнюють сумі пружних і пластичних (що відмічаються відповідно індексами «e» і «p»), тобто:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp} , \quad (11.8)$$

$$\gamma_i = \gamma_{ie} + \gamma_{ip} . \quad (11.9)$$

У механіці твердого тіла, що деформується, зазвичай вважають: $\varepsilon_v = \varepsilon_{ve}$ – у разі усебічного стиснення мають місце тільки пружні деформації. Вважається також, що об'ємні деформації викликаються кульовим тензором напружень, а зсувні, тобто формозмінні – девіатором напруження; взаємодія між об'ємними деформаціями та формозміною вважається відсутньою.

Через дискретність ґрунту його деформування має складніший характер. Так, під час девіаторного вантаження щільного піщаного ґрунту до моменту руйнування відбувається деяке збільшення його об'єму (дилатансія). Навпаки, під час зрушення зразка піску пухкого складу відзначається його додаткове ущільнення зі зменшенням об'єму – негативна дилатансія або контракція.

Під час гідростатичного обтискання ґрунту великим тиском у міжчасткових контактах можуть виникнути концентрації напружень, що

призводять до руйнування. Проте не надмірно великі усебічні тиски, що зазвичай створюються в дослідах, ущільнюють і зміцнюють ґрунт.

Сказане вище ілюструється на рисунку 11.3. Крива залежності $\varepsilon_v = f(\tau_i)$ має максимум у точці a й дилатансія проявляється ділянкою ab , на якій об'ємна деформація зменшується, так що й щільність складу також зменшується під час зростання τ_i (рис. 11.3, a). Вплив середнього напруження на залежність $\gamma_i = f(\tau_i)$ показаний на рисунку 11.3, b : якщо $\sigma_{m2} > \sigma_{m1}$, то однакове значення τ_i призводить до більшої величини $\gamma_{i1} > \gamma_{i2}$. Це означає, що гідростатичне обтискання до деяких меж зміцнює ґрунт.

Подані закономірності деформації ґрунтів пояснюють важливе значення траєкторії вантаження під час випробування ґрунтів. Тільки з її урахуванням можлива об'єктивна інтерпретація випробувань, відповідно порівнянність результатів забезпечується лише за однакових або близьких траєкторій вантаження.

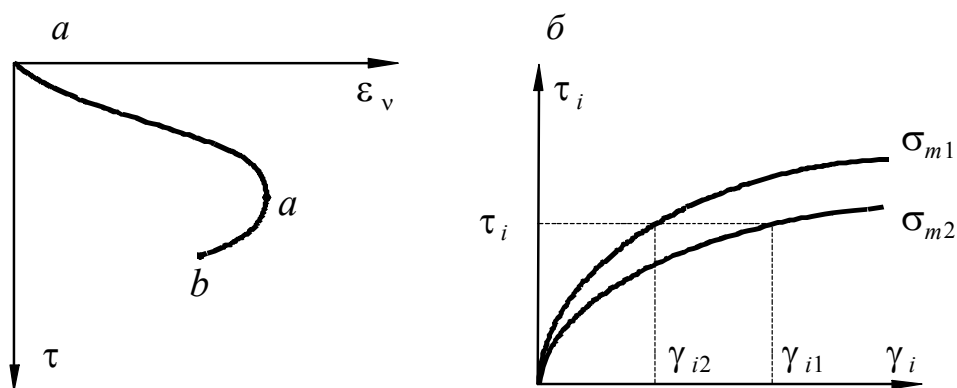


Рисунок 11.3 – Залежність $\varepsilon_v = f(\tau_i)$ (a) й вплив середнього напруження на залежність $\gamma_i = f(\tau_i)$ (b)

Як приклад на рисунку 11.4 подані траєкторії вантаження в координатах « $\sigma_1 - \sigma_3$ » та « $T_{пл} - \sigma_{мпл}$ » – для чотирьох різних методик випробування в стабілометрах, що застосовуються під час визначення деформативних і міцнісних характеристик ґрунтів:

1. Збільшення вертикального напруження σ_1 за неможливості бічного розширення з фіксацією розпору σ_3 (компресія).

2. Двохетапне випробування з усебічним обтисканням на першому етапі та роздавлуванням на другому шляхом збільшення σ_1 за постійного

бічного тиску $\sigma_3 = const$.

3. Те саме з роздавлюванням за постійного середнього напруження в зразку:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = const.$$

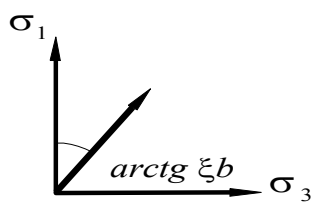
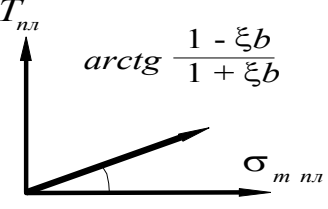
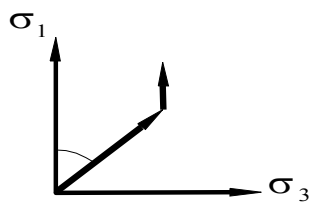
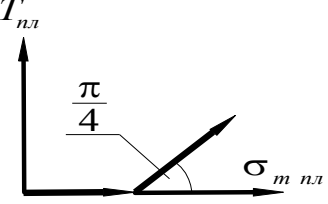
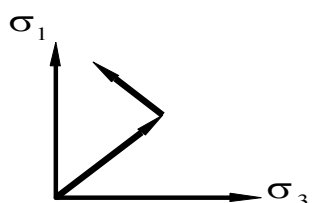

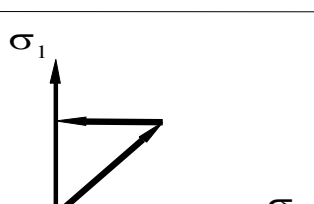
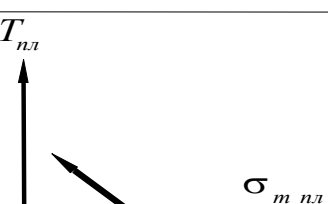
N	Траєкторії навантаження у координатах	
	σ_1, σ_3	T_{nl}, σ_{mnl}
1		
2		
3		
4		

Рисунок 11.4 – Траєкторії вантаження в різних методиках стабілометричних випробувань

Теж саме роздавлюванням завдяки зниженню бічного тиску за постійного вертикального.

Значення $T_{пл} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ та $\sigma_{мпл} = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ є інваріантами

напруження за плоскої деформації, які можна тут використовувати через вісьову симетрію, коли $\sigma_2 = \sigma_3$ та $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$.

Узагалі траєкторію навантаження показують у координатах « $\sigma_m - \tau$ » (рис.11.5).

На наведені залежності (рис. 11.2, 11.3) впливає також вид напруженого та деформованого стану, що оцінюється параметром Лоде, визначуваним за співвідношенням (11.9, 11.10) для напружень й аналогічним для деформацій:

$$\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (11.10)$$

Для усіх показаних на рисунку 11.4 методик випробувань на стабілометрі з роздавлюванням зразків завжди $\sigma_2 = \sigma_3$ та відповідно $\mu_\sigma = -1$, якщо ж $\sigma_2 = \sigma_1$, $\mu_\sigma = 1$, за плоскої деформації $\mu_\sigma = 0$. Оскільки за всіляких співвідношеннях головних напружень і деформацій параметри μ_σ та μ_ε змінюються в інтервалі $[-1; +1]$, їх зручно використовувати для характеристики та класифікації різних видів напружених і деформованих станів.

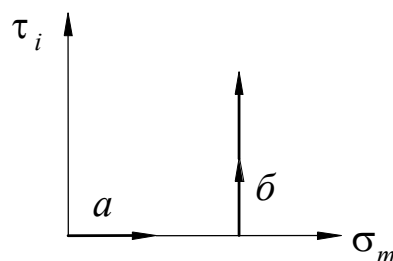


Рисунок 11.5 – Траєкторія навантаження: *a* – гідростатичного; *б* – девіаторного

Розвантаження ґрунту, тобто зменшення σ_m та τ_i виявляє наявність пружних і пластичних деформацій, причому зі збільшенням τ_i доля пластичної в загальній деформації зрушення γ_i зростає. За деякого граничного для цього ґрунту значення τ_i виникає стан необмеженої пластичної деформації, званої течією ґрунту. Таким чином, вказану раніше стадійність роботи ґрунту в основі фундаменту, справедливу також для

окремого зразка ґрунту, можна уточнити так: у міру зростання навантаження ґрунт переходить з лінійно-пружного в пластичний стан, що нелінійно-деформується, і далі в стан плинності, тобто граничний.

Результати випробувань на стабілометрах зручно представити на загальному графіку, поєднавши залежності, як це показано на рисунку 11.6. Такий графік називають паспортом деформації й міцності ґрунту для даного виду напружено-деформованого стану:

$$\tau_i = f(\sigma_m), \quad (11.11)$$

$$\varepsilon_v = f(\sigma_m), \quad (11.12)$$

$$\gamma_i = f(\tau_i, \sigma_m). \quad (11.13)$$

Лінійна залежність (11.11) на рисунку 11.6 відповідає октаедричній теорії міцності Мізеса – Боткіна, оскільки середнє напруження σ_m дорівнює нормальному напруженню на октаедричному майданчику, рівно нахиленому до вісей головного напруження, а інтенсивність τ_i пропорційна октаедричному дотичному напруженню, тобто:

$$\sigma_{окт} = \sigma_m;$$

$$\tau_{окт} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}.$$

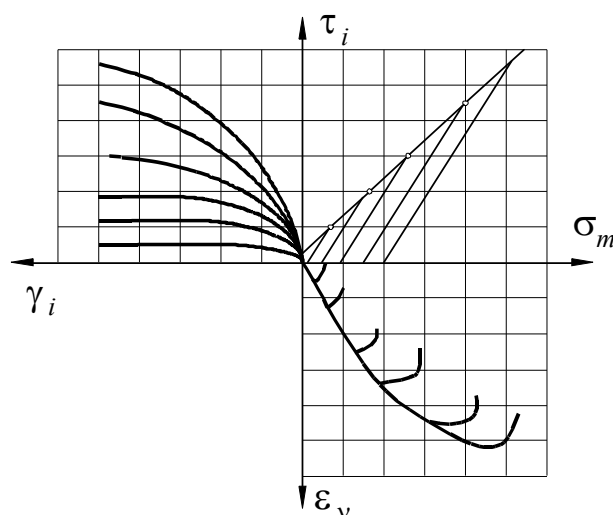


Рисунок 11.6 – Паспорт деформації та міцності ґрунту

Вираз:

$$\tau_{окт} = \sigma_{окт} \operatorname{tg} \varphi_{окт} + c_{окт} \quad (11.14)$$

є умовою міцності, на відміну від умови Кулона – Мора, що враховує усі три головні напруження. У деяких випадках воно використовується для піщаних і великоуламкових ґрунтів разом з умовою Кулона – Мора.

На підставі узагальнення експериментальних даних запропоновані різні формули для нелінійної залежності (11.13).

Наприклад, для піщаних ґрунтів можна використовувати формулу:

$$\frac{\tau_i}{\sigma_m} = \frac{A \gamma_i}{B + \gamma_i}. \quad (11.15)$$

Для глинистих ґрунтів запропонована формула:

$$\frac{\tau_i}{\sigma_m + C} = D \gamma_i^n. \quad (11.16)$$

У формулах (11.15, 11.16) A , B , C , D , n – експериментально-визначувані параметри закону деформації.

11.3 Розв’язання нелінійних завдань механіки ґрунтів на підставі деформаційної теорії пластичності

Розв’язувані механікою ґрунтів завдання при усьому своєму різноманітті завжди вимагають вивчення та кількісного опису механічних процесів, що відбуваються в ґрунтах, і відповідно визначення напружено-деформованого стану в кожній точці масиву ґрунту.

Загальний метод теоретичної механіки ґрунтів, як і механіки твердого тіла, що деформується, полягає у визначенні та вирішенні крайових завдань, тобто в спільному розв’язанні статичних, геометричних і фізичних рівнянь при заданих початкових і граничних умовах.

Як вже відзначалося, фізичні рівняння – це рівняння стану. У теорії лінійно-деформувального середовища вони записуються у вигляді узагальненого закону Гука:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy}, \quad (11.17)$$

аналогічно й для інших компонент нормальних ε_y , ε_z і зсувних γ_{yz} , γ_{zx} , деформацій.

У разі розвантаження рівняння стану мають цей же вигляд, але містять вже інші характеристики E_ν , ν_ν , що ілюструють тільки пружну, поновлюючу частину деформацій, що властиво процесу розвантаження ґрунту.

Рівнянням (11.17) можна надати іншої форми, використовуючи модуль зрушення G і модуль об'ємної деформації K :

$$\begin{aligned} G &= \tau_i / \gamma_i; \\ K &= \sigma_m / \varepsilon_v. \end{aligned} \quad (11.18)$$

Водночас у рівняннях (11.17) можна розділити деформації форми й об'єму, записавши рівняння у вигляді:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2G} (\sigma_x - \sigma_m) + \frac{1}{3K} \sigma_m; \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}. \quad (11.19)$$

У формі, дозволений відносно напруження, матимемо:

$$\sigma_x = 2G\varepsilon_x + \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z); \quad \tau_{xy} = G\gamma_{xy}. \quad (11.20)$$

У припущенні лінійної деформованості характеристики G і K постійні й пов'язані з E , ν виразами:

$$G = E/2(1+\nu); \quad K = E/(1-2\nu). \quad (11.21)$$

Якщо звернутися до залежностей, поданих на рисунку 11.2, то можна побачити, що за значної зміни напружено-деформованого стану спрямлення криволінійних залежностей може призвести до помилок. Тому необхідно вважати величини G і K змінними, тобто функціями $K(\sigma_m)$ і $G(\tau_i)$.

Обмежившись урахуванням тільки цього виду фізичної нелінійності, розглянемо завдання про напружено-деформований стан напівплощини в координатах xOy . На поверхні по смузі шириною b прикладено рівномірно

розподілене навантаження. У лінійній постановці для цього завдання є аналітичне розв'язання. Тут для виявлення особливостей нелінійного розв'язання розглянемо підхід із застосуванням чисельного методу кінцевих різниць і рівнянь у переміщеннях Ламе. Такий підхід був основним на початку розвитку нелінійної механіки ґрунтів, про те розглядався й розвиток деформацій в часі.

У лінійній теорії пружності рівняння Ламе мають вигляд:

$$\begin{aligned}(\lambda + 2G)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + G\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (\lambda + G)\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + X &= 0 \\ G\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + (\lambda + 2G)\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + (\lambda + G)\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + Y &= 0,\end{aligned}\tag{11.22}$$

де u , v – горизонтальне та вертикальне переміщення; X, Y – об'ємні сили; λ – параметр Ламе.

Параметр λ пов'язаний з модулями зрушення й об'ємної деформації:

$$\lambda = \frac{I}{3} \left(\frac{I}{K} - 2G \right).$$

Рівняння (11.22) отримуємо у такий спосіб: у рівняння рівноваги підставляємо напруження, виражені через деформації, які, зі свого боку, виражаються через переміщення. Наприклад, підставляючи в (11.20) деформації за формулами Коши, для умов плоского завдання отримуємо:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 2G\varepsilon_x + \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y) = 2G\frac{\partial u}{\partial x} + \lambda\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}\right); \\ \sigma_y &= 2G\varepsilon_y + \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_y) = 2G\frac{\partial v}{\partial y} + \lambda\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}\right); \\ \tau_{xy} &= G\gamma_{xy} = G\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right).\end{aligned}\tag{11.23}$$

Підставляючи ці значення в рівняння рівноваги:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0$$

за постійних значень G і λ , отримуємо перше з рівнянь (11.22), аналогічно й для другого.

Якщо ж параметри деформованості G і λ самі залежать від напружень, то при обчисленні тих, що входять до рівняння рівноваги частинних похідних з'являються похідні також від G і λ .

Тоді перше з рівнянь (11.22) набере вигляду:

$$\begin{aligned} (\lambda + 2G)\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + (\lambda + G)\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + G\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \left(2\frac{\partial G}{\partial x} + \frac{\partial \lambda}{\partial x}\right)\frac{\partial u}{\partial x} + \\ + \frac{\partial G}{\partial y}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) + \frac{\partial \lambda}{\partial x}\frac{\partial v}{\partial y} + X = 0. \end{aligned} \quad (11.24)$$

Розглянемо особливості чисельного рішення рівнянь (11.22, 11.24) методом кінцевих різниць.

Припустимо, що з ґрунтового масиву – основи вирізана смуга $abcdek$ з висотою й шириною настільки великими, щоб в цій смузі можна було чекати повного загасання збурень від прикладеного навантаження p , тобто викликаних нею змін напружено-деформованого стану основи. Розміри ці можуть бути уточнені в ході розрахунків.

На межах виділеної зони необхідно задати граничні умови. За достатніх розмірів зони з боків і знизу переміщення відсутні, тобто на ab , ek , $aku=0$; $v=0$. На верхній межі умови очевидні в напруженнях: на dc і de $\sigma_x = 0$; $\tau = 0$; $\sigma_y = q$; на cd – відповідно $\sigma_x = 0$; $\tau = 0$; $\sigma_y = p$. Для вирішення рівнянь у переміщеннях ці граничні умови варто також записати в переміщеннях.

Виділена зона розбивається сіткою з кроком по відповідних координатах Δx , Δy ; перетини ліній сітки називаються вузлами (рис. 11.7). Частинні похідні функцій u , v , G , λ замінюємо наближеними скінченнорізницевиими співвідношеннями. Наприклад, для переміщення u_{ij} :

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial x} &\approx \frac{u_{i+1,j} - u_{i-1,j}}{2\Delta x}; \\ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} &\approx \frac{u_{i+1,j} - 2u_{i,j} + u_{i-1,j}}{(\Delta x)^2}. \end{aligned} \quad (11.25)$$

Аналогічно й для інших похідних.

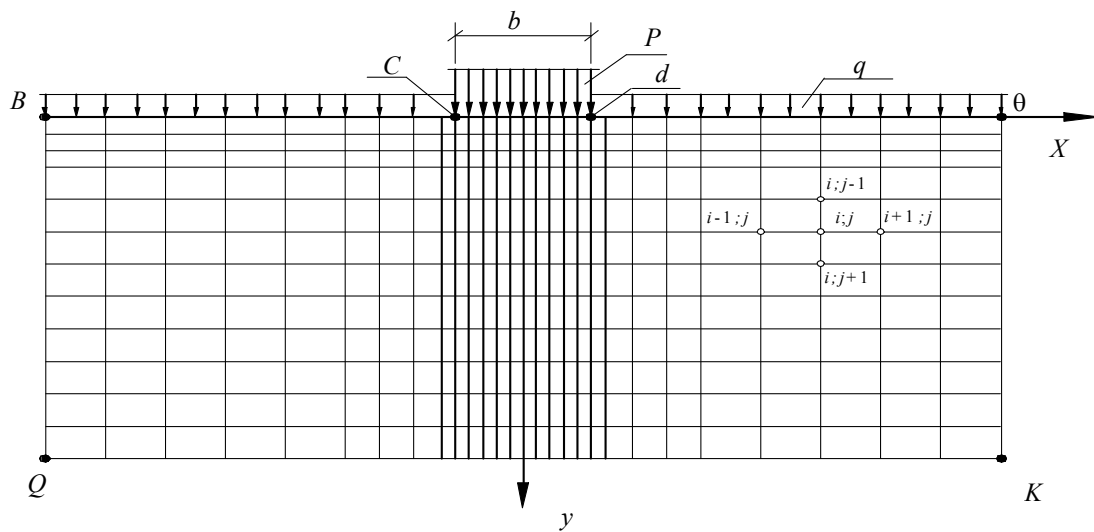


Рисунок 11.7 – Зображення деформованої зони основи сітковим аналогом

У результаті диференціальні рівняння (11.22, 11.24) замінюються системою лінійних алгебричних рівнянь. Граничні умови у вигляді фіксованих значень змінних або їхніх похідних робить систему визначеною. Вона розв'язується методами лінійної алгебри. Для кожного вузла сітки визначаються переміщення, а по них деформації та напруження.

Якщо задача розв'язується в лінійній постановці з використанням рівнянь (11.22), то отримане розв'язання буде й остаточним. Точність розв'язання буде пов'язана з розмірами зони та кроком розбиття, тобто густотою сітки й може бути підвищена зміною останніх.

При розв'язанні в нелінійній постановці з використанням рівнянь (11.24) положення інше. Дійсно, на підставі залежностей, показаних на рисунку 11.2, можна задатися деякими значеннями $G = \tan \beta$ і $K = \tan \alpha$, розрахувавши відповідне значення λ . Але як вибрати інтервали σ_m і τ_i , що впливають на визначення параметра? Для первинного розрахунку цей вибір довільний. Можна визначити ці початкові значення на підставі «технічних» деформативних характеристик E , ν , що розуміються як постійні параметри, за формулами (11.21).

При визначених у такий спосіб постійних значень G , λ система (11.24) дає розв'язок такий же, як і (11.22). Він повинен розглядатися як перше

наближення нелінійного розв'язання. До другого наближення можна перейти, отримавши для кожного вузла сітки значення u, v , далі по них деформації $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ і по співвідношеннях (11.23) напруження. Вичисливши за ними значення $\varepsilon_i, \sigma_m, \gamma_i, \varepsilon_v$ можна для кожного вузла знайти нові значення G, λ і скінченнорізницеві вирази для їх похідних. Після другого розв'язання встановлюється новий напружено-деформований стан і нові значення G, λ і так далі.

Охарактеризована ітераційна процедура відома в теорії пластичності як метод пружних розв'язань. Ітерації закінчуються, коли різниця коригованих параметрів G, λ на попередньому та наступному етапах розрахунку виявляється в межах заданої точності.

Чисельний метод кінцевих різниць знайшов широке застосування в механіці ґрунтів ще з 40-х років XX ст. при розв'язанні завдань теорії граничної рівноваги, потім теорії фільтраційної консолідації, а з 70-х років XX ст. – при розв'язанні нелінійних завдань механіки ґрунтів. Проте надалі цій галузі більшого поширення набули розв'язання на підставі методу кінцевих елементів і варіаційних принципів теорій пружності, пластичності та повзучості. Приклади розв'язань завдань цим методом можна знайти в літературі.

Урахування нелінійності в рамках деформаційної теорії пластичності ґрунтується на використанні рівнянь стану у вигляді функціональних залежностей, що зв'язують напруження та деформації. Другим варіантом теорії пластичності, що дозволяє за складних вантажень отримати точніші розв'язання, є теорія пластичної течії, у якій напруження зв'язуються з приростами деформацій диференціальними співвідношеннями. Для простих вантажень (коли усі компоненти тензора напружень зростають пропорційно одному параметру) обидві теорії дають однакові результати. Проте розв'язання в цій теорії виявляються складнішими; складніше й експериментальне визначення рівнянь стану.

З огляду на це теорію пластичної течії застосовують в особливо складних завданнях взаємодії споруд із ґрунтом, наприклад, у гідротехнічному будівництві. Таке ж положення з нелінійною теорією повзучості, яка узагальнює розглянуту в попередній главі лінійну теорію спадкової повзучості з урахуванням геометричної нелінійності.

11.4 Значення методів нелінійної механіки ґрунтів

Методи нелінійної механіки ґрунтів й отримані за їх допомогою розв'язання містять такі компоненти, що є одночасно умовами реалізації цих методів:

1. Результати ретельних експериментальних досліджень механічних властивостей ґрунтів з урахуванням таких особливостей їх деформації, як взаємовплив деформацій об'єму та форми, дилатансії, траєкторії вантаження, виду напруженого стану й інших ефектів.

2. Методи й апарат механіки суцільного середовища, передусім нелінійної теорії пружності, теорії пластичності та повзучості.

3. Чисельні методи з їх реалізацією за допомогою спеціалізованих програм.

Результати, що отримуються в нелінійних розв'язаннях, як правило, не відмінюють встановлені раніше закономірності взаємодії конструкцій і ґрунтів в якісному відношенні.

Замкнуті аналітичні розв'язання в нелінійній механіці вдається отримати лише для небагатьох частинних завдань.

У той же час методи нелінійної механіки ґрунтів дозволяють:

- розв'язувати задачі визначення напружено-деформованого стану основ і масивів ґрунтів будь-якої складності;

- підвищити точність визначення напруження, деформацій, осідань фундаментів, контактного напруження по їх підшві, зблизивши результати розрахунку з даними дослідів і натурних спостережень;

- пояснити розбіжність результатів, що отримуються по лінійній теорії з експериментальними даними за характером зміни напруження та деформацій по глибині й в плані;

- проводити чисельне моделювання, встановлюючи міру впливу різних геотехнічних чинників на необхідні проектні параметри.

Таким чином, застосування методів нелінійної механіки ґрунтів піднімає її на вищий рівень. Проте використання і цих потужних методів не відмінює того, що в процесі розрахунків і проектування інженер має справу з ідеалізованою дійсністю – її моделлю або розрахунковою схемою. Реальні геологічні умови та властивості ґрунтів у них не можуть бути повністю враховані, тому ухвалення проектних рішень вимагає особливої уваги до вибору моделі й аналізу впливу неврахованих його чинників.

РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

ГЛАВА 12 ФУНДАМЕНТИ, ЩО ЗНАХОДЯТЬСЯ У ВІДКРИТИХ КОТЛОВАНАХ

12.1 Основні положення із проектування фундаментів

Важливою складовою проектування фундаментів є розрахунок основи. У практиці проектування фундаментів необхідно обов'язково враховувати їхню спільну роботу, розглядаючи фундамент та основу як єдину систему.

Розрахунку фундаментів передують комплексні дослідження ґрунтів основи з метою визначення розрахункового опору ґрунту, яке повинно перевищувати тиск, що передається на основу ($R \geq P_{cp}$), як обов'язкова умова забезпечення нормальної роботи його під навантаженням, а деформації ґрунтів, що складають основу, не повинні перевищувати допустимих меж.

Дисперсний ґрунт, використовуваний як основа для фундаментів будівель і споруд, є складним середовищем. Достатньо згадати про те, що для повноцінної будівельної оцінки ґрунту основи в процесі досліджень необхідно отримати до десяти і більше показників, у той час як під час проектування елементів будинків із конструкційних матеріалів кількість цих показників у кілька разів менша.

Проектування фундаментів проводиться згідно з діючими будівельними нормами, керуючись якими, виконують розрахунки основ за деформаціями та несучою здатністю, зокрема під час зведення будівельних об'єктів у складних інженерно-геологічних умовах.

Проектування зводиться до визначення глибини закладання фундаментів, їхніх геометричних розмірів, а також величини осідання у зв'язку з деформацією ґрунтів під навантаженням.

У разі дії значних горизонтальних навантажень на фундаменти виконують також розрахунки, пов'язані із забезпеченням міцності й стійкості основ.

У ґрунтових масивах із часом можуть змінюватися значення фізичних і механічних характеристик ґрунтів, наприклад, у випадку підйому рівня підземних вод. Ці процеси також необхідно враховувати під час проектування основ і фундаментів.

Одним із головних етапів проектування основ є визначення категорії складності інженерно-геологічних умов на майданчику будівництва.

12.2 Класифікація інженерно-геологічних умов

Залежно від геоморфологічних, геологічних та гідрогеологічних факторів розрізняють три категорії складності інженерно-геологічних умов.

Майданчики *першої (простой) категорії* складності розташовуються у межах одного геоморфологічного елементу; поверхня ділянки горизонтальна, не розчленована; ґрунтові шари залягають горизонтально або слабконахилено, їхня товщина витримана по простяганню; підземні води відсутні або є витриманий горизонт з однорідним хімічним складом.

Будівельні майданчики *другої (середньої) категорії* складності охоплюють кілька геоморфологічних елементів одного генезису; поверхня похила, слабкорозчленована; у сфері взаємодії будівель і споруд із геологічним середовищем розташовується не більше чотирьох різних за літологією шарів, що залягають похило або з виклинюванням, потужність шарів змінюється по простяганню закономірно; підземні води мають два або більше витриманих горизонтів із неоднорідним хімічним складом або мають напір.

Майданчики *третьої категорії* характеризуються складними інженерно-геологічними умовами: наявністю кількох геоморфологічних елементів різного генезису, поверхня сильнорозчленована; у межах стисливої товщі розташовується більше чотирьох різних за літології шарів, потужність яких змінюється по простяганню, можливо лінзовидне залягання шарів; горизонти підземних вод не витримані по простяганню і потужності, мають неоднорідний хімічний склад, місцями можливо складне чергування водоносних і водотривких порід, напори підземних вод змінюються по простяганню. Крім того, до майданчиків третьої категорії складності зараховують також будівельні майданчики в умовах залягання структурно-нестійких ґрунтів (просідаючих, набухаючих).

12.3 Інженерно-геологічні елементи ґрунтової товщі

У ході інженерних вишукувань ґрунтову товщу прийнято поділяти на інженерно-геологічні елементи, які становлять генетично однорідні

геологічні різновиди (верстви, прошарки, лінзи), для яких основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів можуть бути прийняті усередненими як в плані, так і по глибині розташування.

Межі між інженерно-геологічними елементами попередньо встановлюють за зовнішніми ознаками (склад, колір, текстурні особливості, рівень підземних вод) у процесі буріння. Потім на підставі аналізу показників фізичних властивостей уточнюють межі інженерно-геологічних елементів. Крім того, можуть використовуватися дані зондування та геофізичні методи.

У ході аналізу просторової мінливості властивостей ґрунтів використовують фізичні показники, тісно пов'язані з механічними параметрами ґрунту: для пісків – зерновий склад і коефіцієнт пористості; для пилувато-глинистих ґрунтів – число пластичності, показник плинності, коефіцієнт пористості, вологість. На основі шести і більше визначень можна дійти висновку про мінливості механічних параметрів ґрунту. Оцінку просторової мінливості шарів ґрунту здійснюють візуально, графічно або в результаті статистичного аналізу.

У процесі проектування можливе коригування зміни параметрів ґрунтової товщі. Так, якщо фундаменти закладають нижче глибини промерзання ґрунту, то шари, що залягають вище глибини промерзання, об'єднують в один інженерно-геологічний елемент. Якщо проектувана споруда сприймає значні горизонтальні впливи, то тонкий слабкий глинистий прошарок, укладений між шарами інших ґрунтів, виділяють в окремий інженерно-геологічний елемент, оскільки можливий зсув споруди по слабкому прошарку. Отже, у розрахунках несучої здатності дані щодо міцнісних характеристик прошарків необхідні. З іншого боку, якщо вплив такого прошарку на осідання споруди несуттєвий, то в розрахунках за деформаціями не обов'язково виділяти прошарок в окремий інженерно-геологічний елемент.

Наскільки рівномірна товщина інженерно-геологічних елементів, що складають ґрунтову товщу, наочно показують інженерно-геологічні розрізи.

Для кожного виділеного інженерно-геологічного елемента визначають нормативні та обчислюють розрахункові характеристики фізико-механічних властивостей ґрунтів.

За результатами інженерно-геологічних вишукувань визначається оцінка однорідності основи в межах проекрованої споруди.

12.4 Інженерна оцінка однорідності основ

Чинні нормативні документи для оцінки неоднорідності основ рекомендують використовувати такі критерії: α_E – показник мінливості стисливості основи та відповідний йому в межах плану споруди модуль деформації \bar{E}_A . Для визначення значень α_E і \bar{E}_A потрібно обчислити середні по глибині модулі деформації \bar{E}_A на різних за геоморфологічною будовою ділянках будівельного майданчика. Середній по глибині модуль деформації \bar{E}_{di} залежить від потужності й стисливості пластів ґрунту, що складають активну зону деформування, а також від характеру ущільнювальних напружень під подошвою фундаменту.

Критерій α_E знаходять за формулою:

$$\alpha_E = E_d^{max} / E_d^{min}, \quad (12.1)$$

де E_d^{max} та E_d^{min} – відповідно максимальне та мінімальне значення середнього по глибині модуля деформації в межах плану споруди.

Критерій \bar{E}_A визначають за допомогою формули:

$$\bar{E}_A = \frac{\sum \bar{E}_{di} A_i}{\sum A_i}, \quad (12.2)$$

де \bar{E}_{di} та A_i – відповідно середній по глибині модуль деформації та площа i -го характерного по геологічній будові ділянці, на яку розбивається майданчик будівництва (рис. 12.1); $\sum A_i$ – площа, яку займає будівля (споруда).

Залежно від поєднання критеріїв α_E та \bar{E}_A регламентується область застосування типів житлових будівель і гарантується експлуатаційна придатність їх без проведення розрахунків основ за деформаціями, класифікуються умови будівництва в особливих ґрунтових умовах.

Застосування зазначених критеріїв на першому етапі проектування ускладнене необхідністю обчислення додаткових вертикальних напруг і потужності стисливої товщі (при визначенні \bar{E}_{di}) на стадії розрахунку основ за деформаціями.

З огляду на це, на першій стадії проектування вводяться деякі спрощувальні передумови, що дозволяють знизити трудомісткість визначення середнього модуля деформації \bar{E}_{di} . Припустимо, що додаткова напруга σ_{zp} змінюється за законом трикутника, а потужність стиснутої товщі обмежується глибиною, що дорівнює 2,5 – 3,0 ширини підосви фундаменту (рис. 12.2).

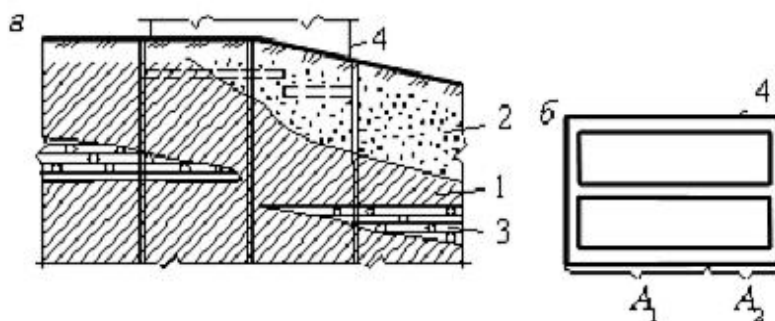


Рисунок 12.1 – Визначення осереднього модулю деформації:
 а – геологічний розріз; б – площа забудови; 1 – суглинки; 2 – пілуваті піски; 3 – глина з включенням гравію та щебеню; 4 – контур будівлі

Для окремо побудованих фундаментів потужність стискуваної товщі можна прийняти такою, що дорівнює $2,5b$, для стрічкових – $3b$. Знаючи вертикально зосереджене навантаження F_v (або погонне f_v) на рівні обрізу фундаменту та табличний розрахунковий опір ґрунту R_o несучого шару, можна визначити у першому наближенні ширину підосви фундаменту:

– для центрально-навантаженого стрічкового:

$$b_r = f_v / R_o, \quad (12.3)$$

– для центрально-навантаженого квадратного:

$$b_r = \sqrt{F_v / R_o} . \quad (12.4)$$

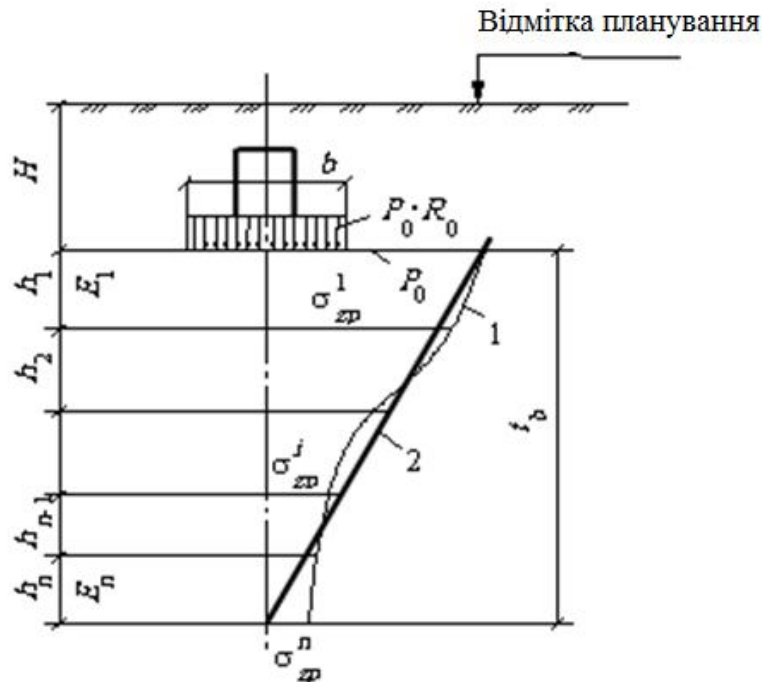


Рисунок 12.2 – Визначення приведенного модуля деформації:

1 – епюра додаткових напружень по теорії пружності;

2 – наближена епюра додаткових напруг

Додатковий тиск по підшві фундаменту $p = R_o$. Значення середнього по глибині модуля деформації \bar{E}_{di} можна знайти, використовуючи формулу:

$$\bar{E}_{di} = \frac{0,5 t b R_o}{\sum_{i=1}^n (\sigma_{zp}^{k-1} - \sigma_{zp}^k) h_k / E_k}, \quad (12.5)$$

де

$$\sigma_{zp}^k = \sigma_{zp}^{k-1} - h_k \frac{R_o}{t b}, \quad (12.6)$$

σ_{zp}^k – додаткове вертикальне напруження по підшві k -го ґрунтового

шару; h_k – товщина k -го ґрунтового шару в межах стискуваної товщі; E_k – модуль деформації k -го шару; t – безрозмірний коефіцієнт (для стрічкових фундаментів $t = 3,0$, для квадратних – $t = 2,5$); n – кількість шарів ґрунту в межах стискуваної товщі.

Якщо на майданчику будівництва в межах розвіданої товщі ґрунту встановлені підземні води, варто їх оцінити з погляду впливу на будівельні властивості ґрунтів основи й впливу на фундаменти майбутньої споруди.

12.5 Оцінка ступеня впливу підземних вод на будівельні властивості ґрунтів

Аналіз підземних вод, що здійснюється в ході інженерних вишукувань, дозволяє одержати дані, необхідні під час проектування фундаментів: рівень підземних вод у період будівництва; прогноз зміни їхнього рівня у процесі експлуатації будівлі; хімічна агресивність води щодо матеріалу фундаменту.

Рівень підземних вод під час зведення будівлі істотно впливає на глибину закладення і тип проектованого фундаменту. У разі заглиблення підшови фундаменту нижче рівня напірних підземних вод необхідно враховувати їхній тиск, а також передбачати заходи, що попереджають прорив підземних вод у котлован, спучування його дна і спливання споруди.

Найбільшу складність становить аналіз можливого підтоплення території або зниження рівня підземних вод у процесі експлуатації будівлі (так звані техногенні зміни рівня підземних вод). Прогноз вірогідних змін рівня підземних вод проводять для споруд I і II класів на строк відповідно 25 та 15 років. Якісну оцінку потенційної підтопленості території виконують методом аналогії, порівнюючи умови забудовуваного майданчику з даними щодо конкретних підтоплених ділянок (еталонам) із подібними інженерно-геологічними особливостями проекрованої будівлі.

Для особливо відповідальних будівель можливий також кількісний прогноз зміни рівня підземних вод, що виконується на основі спеціальних досліджень із використанням методів математичного й фізичного моделювання.

Можливе обводнення території обумовлює необхідність проведення спеціальних заходів у зв'язку з очікуваним зниженням несучої здатності

грунтів, нерівномірними осадами або осіданнями. З іншого боку, зниження рівня води викликає додаткове осідання фундаменту завдяки зняттю вагової дії води і відповідного зростання напружень від власної ваги ґрунту.

За хімічної агресивності підземних вод або промислових стоків необхідний антикорозійний захист матеріалу фундаменту.

12.6 Визначення мінімально можливої глибини закладання фундаментів

Для будівель і споруд мінімально можлива глибина закладання фундаментів визначається конструктивними особливостями будівлі, сезонними змінами рівня підземних вод, глибини промерзання ґрунту тощо.

У всіх випадках мінімальна глибина закладання фундаментів має бути не менше 0,5 м. Якщо за архітектурно-планувальними рішеннями в будівлі необхідний підвал, тоді мінімальну глибину закладання фундаментів встановлюють на 0,5 – 0,7 м нижче підлоги підвалу. Варто також враховувати глибину закладання технологічних комунікацій. У деяких випадках конструктивна висота фундаменту (наприклад, за умов закладання анкерних болтів) визначає мінімально можливу глибину закладання фундаменту.

Глибину закладання фундаментів, зважаючи на недопущення промерзання пучинистого ґрунту під подошвою фундаменту, визначають за таблицями 12.1 та 12.2. Вона залежить від розрахункової глибини промерзання, теплового режиму, конструктивних особливостей будівель, ґрунтових умов і рівня підземних вод.

Розрахункова глибина промерзання:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (12.6.1)$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання; k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі на глибину промерзання ґрунту біля фундаментів зовнішніх стін (табл. 12.3).

Таблиця 12.1 – Глибина закладання фундаменту під час сезонного промерзання ґрунтів, що залежить від особливостей підземної частини будівлі

Вигляд будівлі (споруди)	Глибина закладання фундаменту під стіни та колони	
	зовнішні	внутрішні
Опалювальне: без підвалу	За таблицею 12.2	Незалежно від глибини промерзання
із теплим підвалом (підпіллям)	Незалежно від глибини промерзання	
із холодним підвалом (підпіллям)	За таблицею 12.2, враховуючи глибину промерзання від підлоги підвалу	
Неопалюване: без підвалу	Те саме, враховуючи глибину промерзання від рівня планування	
із підвалом	Те саме, враховуючи глибину промерзання від рівня планування	
<i>Примітка:</i> глибину закладання зовнішніх фундаментів опалювальних будівель і споруд допускається призначати незалежно від за умови, якщо: – фундаменти спираються на дрібні піски і спеціальними дослідженнями встановлено, що вони не виявляють пучинистих властивостей; – спеціальними дослідженнями і розрахунками встановлено, що деформації ґрунтів у разі їхнього замерзання й відтавання не порушують експлуатаційну придатність будівлі або споруди		

Згідно з ДБН В.2.1-10-2009 нормативна глибина промерзання ґрунту визначається такими способами:

- як середнє значення з щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів за даними спостережень за період не менше 10 років;
- на підставі теплотехнічного розрахунку.

Із рекомендованих ДБН В.2.1-10-2009 способів на практиці здебільшого використовується формула:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (12.6.2)$$

де M_t – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює сумі абсолютних середньомісячних негативних температур у районі будівництва;

d_0 – величина, що дорівнює (м) для: суглинків і глин $d_0=0,23$; супісків і пісків пилюватих і дрібних $d_0=0,28$; пісків гравелистих, крупних і середньої крупності $d_0=0,3$; крупноуламкових ґрунтів $d_0=0,34$. Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначають як середньозважені в межах промерзання.

Таблиця 12.2 – Глибина закладання фундаменту залежно від рівня підземних вод і виду ґрунтів в умовах їхнього можливого промерзання

Вид ґрунтів під подошвою фундаменту	Залежність глибини закладання фундаменту від рівня підземних вод d_w , м, за	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, крупноуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравелисті, крупні та середньої крупності	Не залежить від d_f	
Піски дрібні та пилюваті	Не менше d_f	Не залежить від d_f
Супіски з показником текучості:		
$I_L < 0$	Не менше d_f	Не залежить від d_f
$I_L \geq 0$	Не менше d_f	
Суглинки, глини, а також крупноуламкові ґрунти з пилювато-глинистим заповнювачем за показника текучості ґрунту або заповнювача:		
$I_L \geq 0,25$	Не менше d_f	
$I_L < 0,25$	Не менше d_f	Не менше $0,5 d_f$

Попередньо d_{fn} приймають за формулою (12.6.2), припускаючи, що вся зона промерзання складена одним видом ґрунту з величиною d_o^m , що дорівнює середньому значенню з обліковуваних величин d_{oi} . Отримане значення d_o^m використовують для уточнення нормативної глибини промерзання d_{fn} і середньозваженого значення \bar{d}_o , враховуючи фактичну товщину кожного шару ґрунту з різними значеннями \bar{d}_o .

Таблиця 12.3 – Коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі

Особливості споруди	k_h за розрахункової середньодобової температури повітря у приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, влаштовані:					
на ґрунті	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по ґрунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленому цокольному перекритті	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
З підвалом або технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
<p><i>Примітки:</i></p> <p>1. У таблиці 12.3 вказані значення k_h за вильоту зовнішнього ребра підосви фундаменту від зовнішньої грані стіни до 0,5 м; за вильоту 1,5 м і більше значення k_h підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення $k_h = 1$; за проміжної величини вильоту k_h визначається інтерполяцією.</p> <p>2. Для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будинків $k_h = 1,1$.</p>					

Застосування формули обмежується нормативною глибиною промерзання 2,5 м. Встановивши нормативну глибину промерзання d_{fn} за формулою (12.6.2), обчислюють розрахункову глибину сезонного промерзання d_f таким чином.

За таблицею 12.1 (залежно від теплового режиму будівлі, наявності або відсутності підвалу) та за таблицею 12.2 (виду ґрунту, його стану і рівня підземних вод) визначають глибину закладання підосви фундаментів за умов промерзання ґрунтів.

12.7 Проектування фундаментів у відкритих котлованах

У ході аналізу інженерно-геологічних умов майданчика, конструктивних та об'ємно-планувальних особливостей будівлі, місцевих умов будівництва і техніко-економічних оцінок, що відображають досвід проектування, встановлюють можливі типи і глибини закладання фундаментів запроектованої будівлі (споруди). Якщо буде встановлено доцільність застосування фундаментів неглибокого закладання, то розглядають можливі їх конструктивні форми. Залежно від призначення

будівлі, конструктивних рішень верхньої будови, діючих навантажень та техніко-економічних рекомендацій приймають тип фундаменту і визначають його основні розміри (уточнюють глибину закладання залежно від конструктивних особливостей прийнятого фундаменту і розраховують розміри підосви), перевіряють достатність габаритних розмірів фундаменту, виконуючи розрахунки ґрунтової основи по граничним станам.

12.7.1 Класифікація фундаментів мілкового закладення і сфера їхнього застосування

Фундаменти, для яких співвідношення $d/b \leq 4$, зараховують до фундаментів мілкового закладення (тут d та b – відповідно глибина закладення і менша сторона підосви фундаменту). Вважають, що під час виконання зазначеного співвідношення практично все навантаження від фундаментів, що споруджуються у котлованах, передається основі через підосву. Фундаменти мілкового закладення поділяються на два основних види (класи): жорсткі, власні деформації у яких достатньо малі порівняно з деформаціями основи, і гнучкі, власні деформації яких можна порівняти з деформаціями основи. Типи фундаментів мілкового закладення наведені на рисунку 12.3.

Практичні розрахунки жорстких фундаментів промислових і цивільних будівель проводять у припущенні, що контактні напруження по підосві фундаменту розподіляються за лінійним законом. Для гнучких фундаментів розрахунок тіла фундаменту здійснюють шляхом вирішення контактної задачі з урахуванням характеру розподілу напружень під підосвою фундаменту.

До фундаменту, що розраховується в припущенні лінійного розподілу контактних напружень, зараховують *стрічкові та переривчасті фундаменти під стіни* (рис. 12.3, а, б) і *окремі фундаменти під колони* (рис. 12.3, в).

Доцільність застосування стрічкових фундаментів у задовільних інженерно-геологічних умовах визначається відношенням необхідної площі фундаментів до площі контуру будівлі. Якщо це відношення, зумовлене навантаженнями і механічними властивостями ґрунтів, не перевищує 50 – 60 %, застосовують стрічкові фундаменти. В іншому випадку більш економічні плитні або пальові фундаменти.

Фундаменти, що окремо стоять, під колони і стовпи в задовільних ґрунтових умовах використовуються повсюдно, але якщо між гранями

підосви суміжних фундаментів відстань становить $l_f \leq 1,2 \dots 1,0 \text{ м}$, то економічніше застосовувати стрічкові чи плитні фундаменти (рис. 12.3, *д, е*).

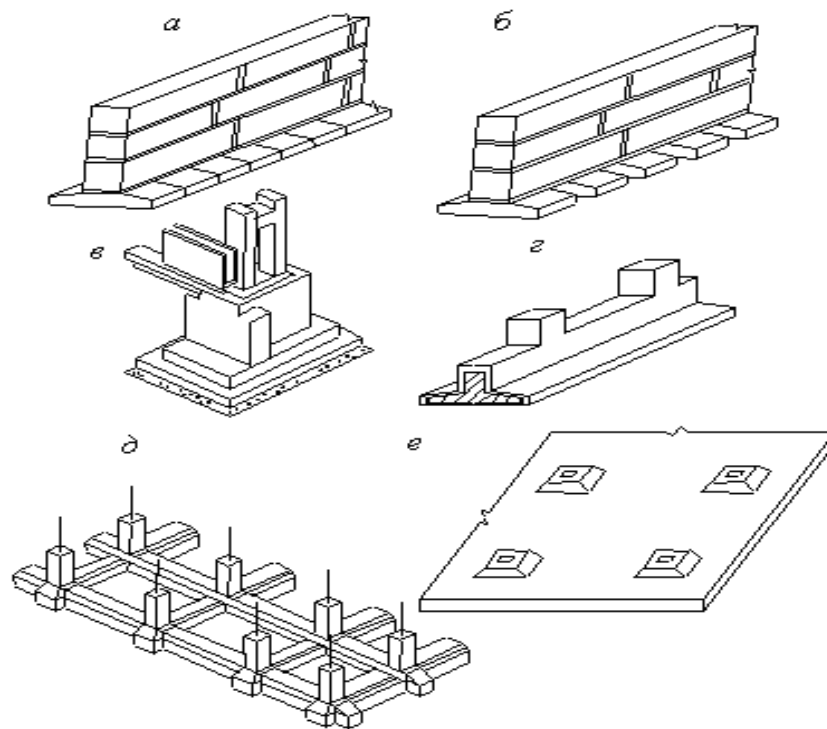


Рисунок 12.3 – Типи фундаментів мілкого закладання: *а* – стрічковий під стіни, безперервний; *б* – стрічковий під стіни переривчастий; *в* – окремо стоячий під колону; *г* – стрічковий під колони; *д* – із перехресних стрічок; *е* – плитний

До гнучких фундаментів належать: *стрічкові фундаменти під колони* (рис. 12.3, *г*), *із перехресних стрічок* (рис. 12.3, *д*) та *плитні* (рис. 12.3, *е*). Стрічкові фундаменти під колони і фундаменти з перехресних стрічок доцільні, якщо за значних навантажень на кожен опору ($> 2000 \text{ кН}$) окремі фундаменти мають настільки розвинені підосви, що вони практично не стикаються один із одним. Фундаменти з перехресних стрічок раціональні при слабких неоднорідних прошарків (з $R \leq 0,1 \text{ МПа}$), оскільки такі фундаменти запобігають нерівномірним деформаціям.

Як вже зазначалося, плитні фундаменти економічно доцільні, якщо сумарна розрахункова площа окремо розташованих або стрічкових фундаментів перевищує 50 – 60 % загальної площі забудови. Необхідність у них виникає також у випадках, коли основа характеризується нерівномірною стисливістю або плита використовується як конструктивний елемент гідроізоляції у разі високого стояння рівня підземних вод.

12.7.2 Стрічкові фундаменти (конструктивні рішення)

Під час конструктивного оформлення стрічкових фундаментів необхідно враховувати: матеріал фундаментів, інженерно-геологічні умови, навантаження й конструктивні рішення надземної частини будівлі. Малонавантажені фундаменти одно- і двоповерхових будівель можуть виконуватися без розширення до підшови (рис. 12.4), збірні фундаменти часто влаштовують із розривами між стіновими блоками (рис. 12.4, б).

У разі збільшення навантажень на фундамент необхідно збільшувати розміри підшови. У цьому випадку бутобетоні та бутові фундаменти, матеріал яких здатний сприйняти лише незначні розтягувальні напружки, виконують ступінчастими (рис. 12.5). Висота уступів визначається технологією виготовлення і конструктивними вимогами і становить: для бутобетону – 30, бутової кладки – 30 – 35 см. Співвідношення висоти уступу до його ширини приймаються такими (табл. 12.4), щоб в тілі фундаменту не виникали надмірні напруження розтягу.

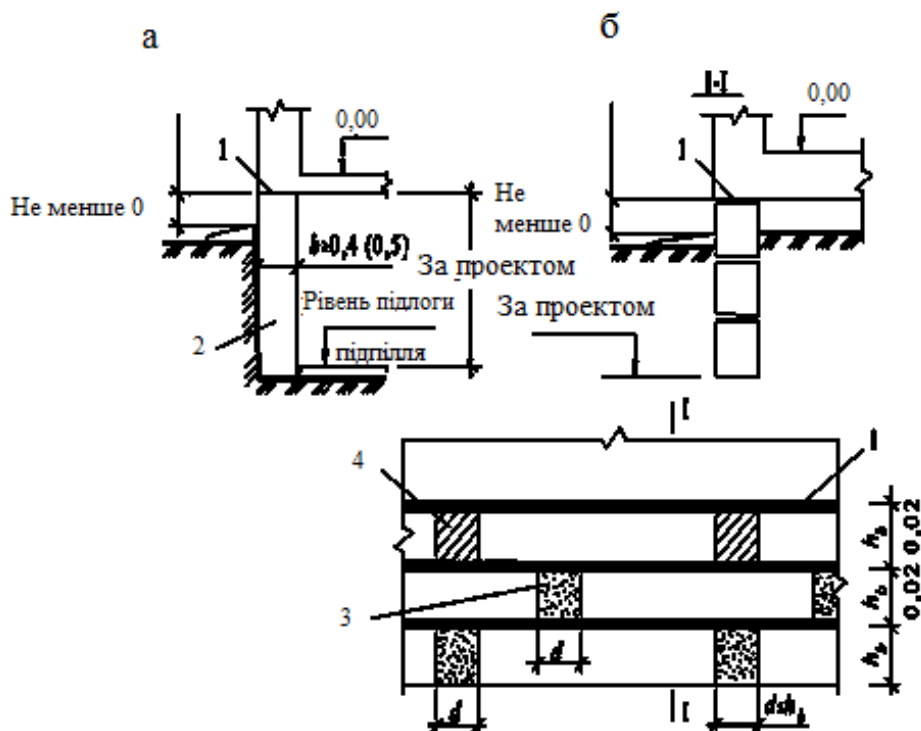


Рисунок 12.4 – Фундаменти без розширення до підшови для одно- і двоповерхових будівель: а – бутові і бутобетоні; б – зі збірних стінових блоків; 1 – два шари толю або гідроізоли на бітумній мастиці; 2 – обмазування гарячим бітумом за два рази; 3 – утрамбований ґрунт; 4 – цегляна кладка

За значних навантажень або відносно слабких ґрунтах стрічкові фундаменти встановлюють із двох частин: розширеною плитною і вертикальною, що передає зусилля від стіни до підшви. Серед таких фундаментів, що виконуються в залізобетоні, широко поширені збірні стрічкові фундаменти (рис. 12.6).

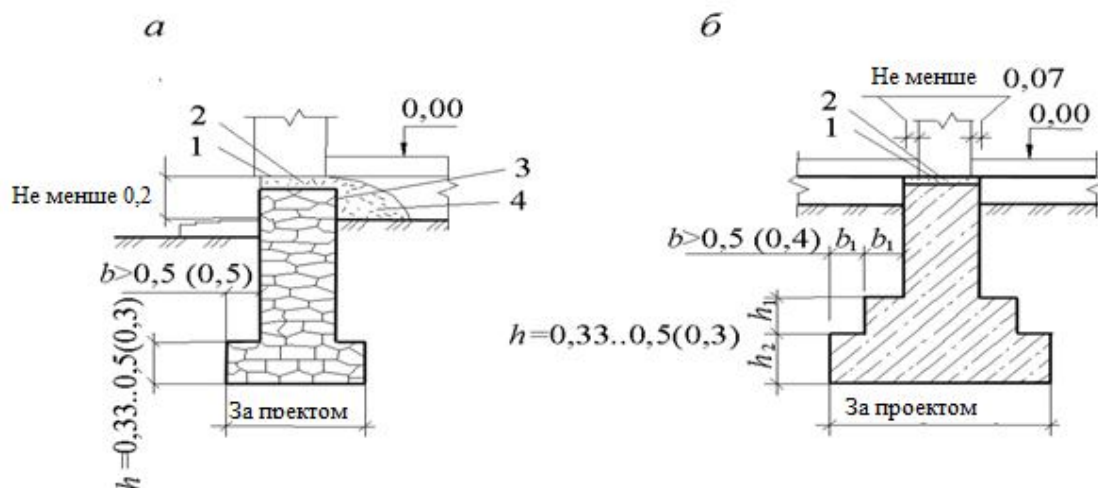


Рисунок 12.5 – Бутові та бутобетонні фундаменти з уступами:

а – під зовнішню стіну; *б* – під внутрішню стіну; *1* – два шари толю або гідроізолю на бітумній мастиці; *2* – цементна стяжка; *3* – обмазування гарячим бітумом; *4* – засипання по теплотехнічному розрахунку (розміри в дужках дані для бутобетонних фундаментів)

Таблиця 12.4 – Мінімальне відношення висоти уступу h_1 до його ширини b_1 для бутобетонних і бутових фундаментів

Марка розчину або клас бетону	Мінімальні значення відносин h_1/b_1 за тисків на підшві фундаменту, МПа	
	0,2	0,25
50...100	1,25	1,50
10...35	1,50	1,75
4	1,75	2,00

Залізобетонні фундаментні подушки випускають відповідно до ГОСТ 13580-85 (табл. 12.5). Марка фундаментної подушки позначається літерами ФС (фундамент стрічковий) та цифрами, що вказують ширину та довжину плити у дециметрах. Типові фундаментні подушки виготовляють із бетону класу В10...В25, армування їх здійснюють сітками діаметром

6 – 14 мм класу А 400 с. Кількість арматури призначають з огляду на розрахункову схему подушки, що працює як консоль від опору ґрунту (рис. 12.6).

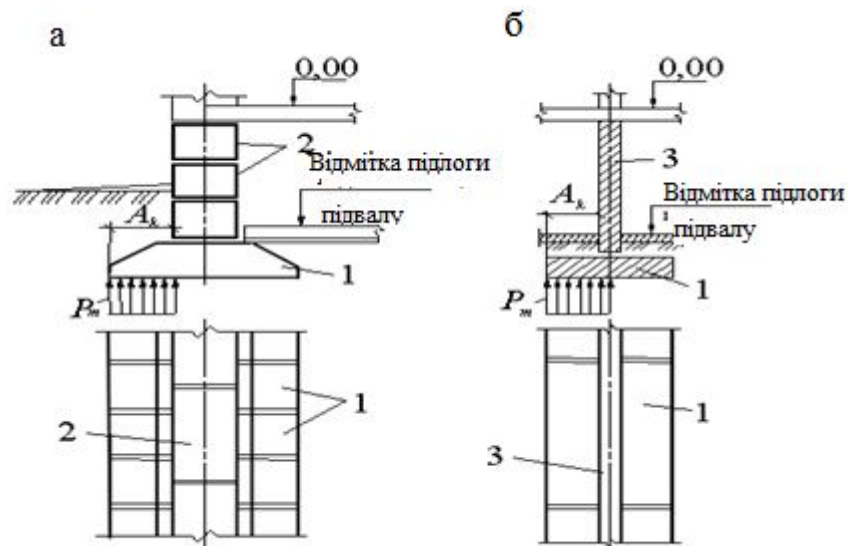


Рисунок 12.6 – Збірні стрічкові фундаменти: *а* – для цегляних і блокових стін; *б* – для крупнопанельних стін; 1 – фундаментні плити; 2 – стінові фундаментні блоки; 3 – стінові панелі підвалу

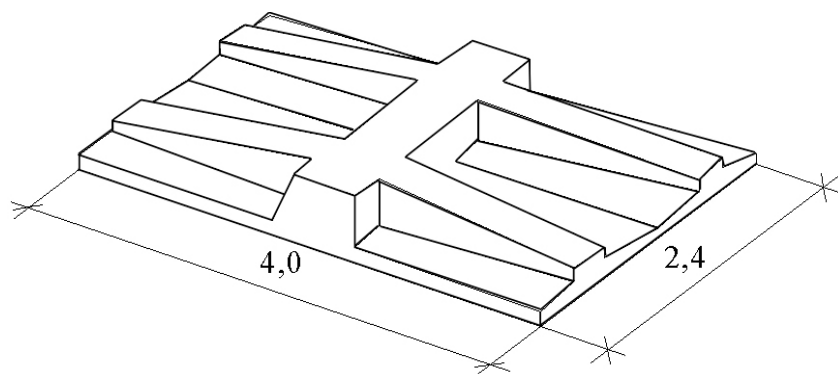
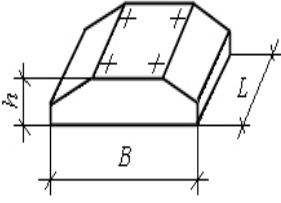
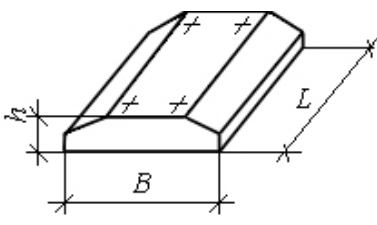
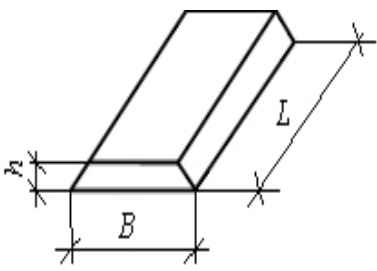


Рисунок 12.7 – Ребриста плита для збірних стрічкових фундаментів 16-поверхових будівель

Як випливає з таблиці 12.5, найбільша ширина подушки складає 3,2 м. Для зведення будівель підвищеної поверховості з широким кроком використовують ребристі блоки більшої ширини (рис. 12.7) із розмірами у плані 4,0 * 2,4 м та 4,0 * 1,6 м, які розраховані на сприйняття розрахункових навантажень 1500 кН/м за тиску на ґрунт 300 кПа.

Таблиця 12.5– Номенклатура залізобетонних фундаментних подушок

Марка	Розміри плити, мм			Вага, кН	Ескіз
	<i>B</i>	<i>L</i>	<i>h</i>		
1	2	3	4	5	6
ФС 32.12	3200	1180	500	40	
ФС 32.8		780		26,2	
ФС 28.12	2800	1180		34,2	
ФС 28.8		780		22,4	
ФС 24.12	2400	1180		28,45	
ФС 24.8		780		18,65	
ФС 20.12	2000	1180		24,40	
ФС 20.8		780		15,95	
ФС 16.24	1600	2380	300	24,70	
ФС 16.12		1180		12,15	
ФС 16.8		780		8,0	
ФС 14.24	1400	2380		21,10	
ФС 14.12		1180		10,40	
ФС 14.8		780		6,85	
ФС 12.24	1200	2380		17,60	
ФС 12.12		1180		8,70	
ФС 12.8		780		5,70	
ФС 10.24	1000	2380		15,2	
ФС 10.12		1180		7,50	
ФС 10.8		780		4,95	
ФС 8.24	800	2380	300	13,95	
ФС 8.12		1180		6,85	
ФС 6.24	600	2380		10,40	
ФС 6.12		1180		5,15	

У практиці фундаментобудування застосовуються полегшені фундаментні подушки з вирізами по кутах (табл. 12.6). Марка плит складається з літери Ф (фундаментна плита) і цифр, що позначає ширину підшови і довжину плити у дециметрах. Додатково найменування плити (через дефіс) містять: значення тиску по основі плити, на яку вона

розрахована, і літерний індекс В (плита з вирізом). Економія матеріалів за використання полегшених плит порівняно з типовими становить приблизно 10 %.

За незначних навантажень як опорну частину стрічкового фундаменту використовують фундаментні блоки (рис. 12.8).

Вертикальні елементи збірних стрічкових фундаментів залежно від конструктивних рішень надземних стін можуть бути у вигляді стінових фундаментних блоків або панелей.

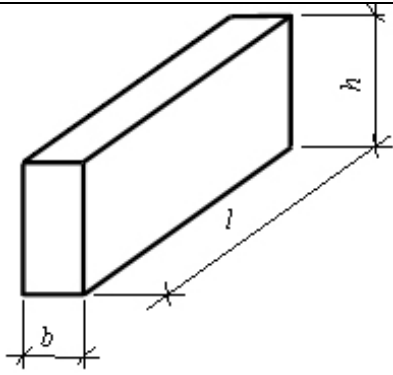
Таблиця 12.6 – Характеристики полегшених фундаментних подушок (з вирізами по кутах)

Марка	Ш, мм	С, мм	Вага, кН	Ескіз
Ф 20.24-25В Ф 20.24-35В Ф 20.24-45В	2000	500	45,00	
Ф 24.24-25В Ф 24.24-35В Ф 24.24-45В	2400	700	52,80	
Ф 28.24-25В Ф 28.24-35В Ф 28.24-45В	2800	700	63,20	
Ф 32.24-25В Ф 32.24-35В	3200	700	72,70	

Стінові фундаментні блоки (табл. 12.7) застосовують під час проектування стрічкових фундаментів для цегельних чи блокових стін. Найменування блоків висотою 0,6 м містить літерні індекси ФБС (фундаментний блок стіновий) та число, що позначає ширину блоку в дециметрах. Блоки висотою 0,3 м мають додатковий літерний індекс «Н», наприклад, ФБСН-6. У маркуванні добірних блоків через риску вказують їх довжину в дециметрах. Блоки стін підвалу виготовляють із бетону класу

В 7,5 – звичайні та з бетону класу В 15 – посилені. В останньому випадку в найменування блока додається (через риску) індекс «у», наприклад, ФБС 6-у. У панельних будинках вертикальні елементи стрічкових фундаментів представлені фундаментними панелями, конструктивне оформлення яких аналогічно надземним стіновим панелям (див. рис. 12.6, б).

Таблиця 12.7 – Стінові блоки для стрічкових фундаментів

Марка блока	Розміри, мм			Довідкова вага, кН	Ескіз
	l	b	h		
ФБС3	2380	300	580	10,0	
ФБС3-8	780	300		3,0	
ФБС4	2380	400		13,0	
ФБС4-8	780	400		4,0	
ФБС5	2380	500		16,0	
ФБС5-8	780	500		5,0	
ФБС6	2380	600		20,0	
ФБС6-8	780	600		6,0	

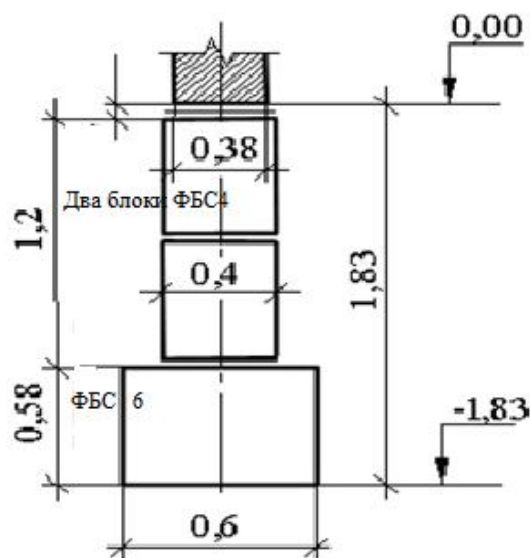


Рисунок 12.8 – Збірний стрічковий фундамент із підошовної частиною із стінних блоків

Наразі з метою оптимізації витрат матеріалів під час виготовлення збірних стрічкових фундаментів впроваджують розробки збірних

полегшених фундаментів (рис. 12.9). Ефективність подібних конструктивних рішень має бути підтверджена техніко-економічними розрахунками з тим, щоб економія витрат матеріалу не оберталася підвищеною трудомісткістю виготовлення полегшених фундаментних елементів. Застосування пустотних елементів обмежується маловологими ґрунтами, оскільки потрапляння води в порожнечі може призвести до руйнування конструкції у разі промерзання ґрунту.

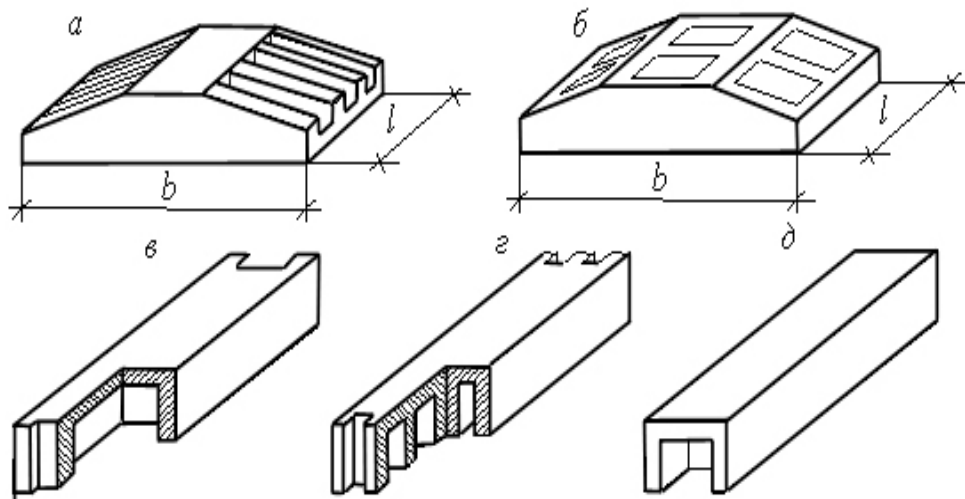


Рисунок 12.9 – Полегшені елементи збірних стрічкових фундаментів:
a – ребриста плита; *б* – решітчаста плита; *в...д* – стінові блоки пустотні

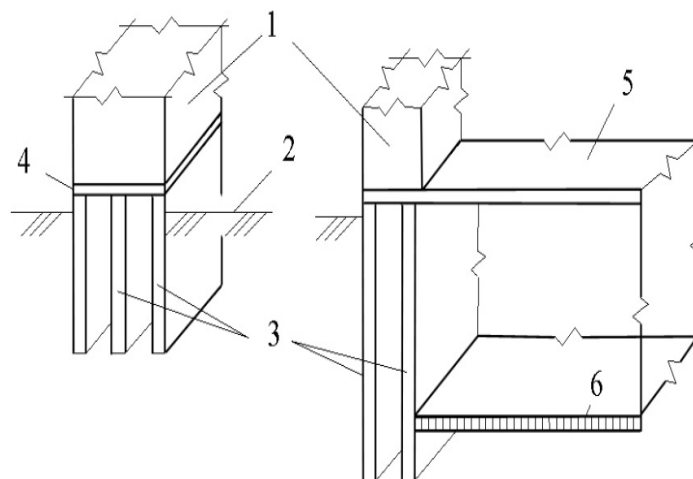


Рисунок 12.10 – Багатощільні стрічкові фундаменти:
a – у безпідвальній будівлі; *б* – у будинку з підвалом; *1* – стіна будівлі;
2 – поверхня ґрунту; *3* – бетонні пластини; *4* – розподільна плита;
5 – перекриття; *6* – підлога підвалу

Стрічкові фундаменти, у яких навантаження на ґрунт передається підпошою, є найбільш поширеним типом фундаментів під стіни. Проте вони мають суттєві недоліки, викликані великими обсягами земляних робіт і нераціональної передачею зусиль основи, тому у зв'язних ґрунтах перспективні багатощілинні фундаменти (рис. 12.10), що утворюються під час заповнення монолітним бетоном або збірними елементами заздалегідь прорізаних у масиві ґрунту вертикальних щілин товщиною 10 – 15 см. Стіни будівлі спираються безпосередньо на вертикальні бетонні елементи, розташовані в два-три ряди, або через горизонтальну розподільну плиту. Передача зусиль навколишнього ґрунту здійснюється по бічних поверхнях фундаментних стінок. У будинках з підвалом (рис. 12.10, б) бетонні стінки, які сприймають однобічний тиск ґрунту, необхідно армувати.

12.7.3 Рекомендації з влаштування збірних стрічкових фундаментів

Фундаментні плити укладають на ущільнену піщану підсипку товщиною 10 см при опорному шарі, що складається з пилювато-глинистого ґрунту. У разі безперервних фундаментів плити укладають із зазором 20 мм. Якщо існує всього два типорозміри плит цієї ширини, то не завжди вдається утворити безперервну стрічку тільки стандартними елементами, тому використовують монолітні залізобетонні вставки, поперечний переріз і армування яких аналогічні прилеглим збірним елементам.

Рациональними є переривчасті фундаменти, у яких фундаментні плити укладають із зазором (див. рис. 12.3, б). За сприятливих інженерно-геологічних умов та надземних конструкціях, малочутливих до деформацій, застосування цих фундаментів є обов'язковим.

Вертикальні блокові й панельні елементи укладають по верху фундаментних плит на цементно-піщаному розчині. Товщина бетонних блоків залежить від товщини стін, водночас допускаються звиси надземних стін по 13 см. Кількість рядів блоків по висоті визначається глибиною закладання фундаменту. Кладку фундаментних блоків ведуть на цементному розчині з перев'язуванням як уздовж стіни (перев'язування не менше 240 мм), так і у місцях примикання поздовжніх та поперечних стін (перев'язка не менше 300 мм). Необхідне перев'язування блоків можна забезпечити, використовуючи в кладці поряд з блоками стандартної

довжини (2380 мм) добірні блоки і монолітні бетонні або цегляні вставки. У зонах перетину зовнішніх і внутрішніх стін у швах кладки через два ряди по висоті укладають Т-подібні або Г-подібні сітки (рис. 12.11, перетин І-І). Отвори в фундаментній кладці утворюються розсуненням блоків на відстань 600 мм; знизу і зверху отворів передбачається армування швів.

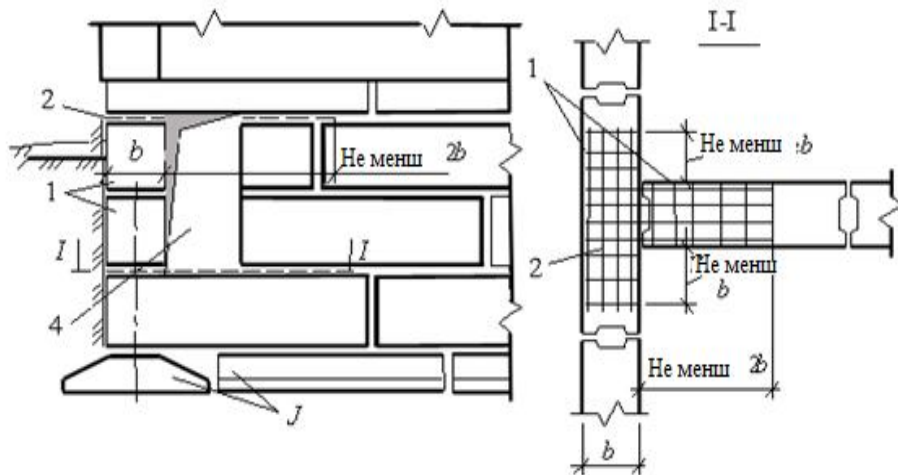


Рисунок 12.11 – Улаштування отворів у стінах підвалу: 1 – блоки стін підвалу; 2 – арматурні сітки з стрижнів $\varnothing 8$ мм; 3 – фундаментні плити; 4 – отвір у стіні підвалу

Наявність в основі фундаментів сильностискуваних ґрунтів (із модулем деформації) або нерівномірно деформованих нашарувань вимагає додаткових заходів із зниження впливу нерівномірних осадів на надземні конструкції, до яких зараховують надійне перев'язування фундаментних блоків (не менше ніж 600 мм) і додаткове армування фундаментної кладки. У зоні спряження фундаментних подушок і вертикальних елементів фундаментів роблять армований шов товщиною 3 – 5 см із цементного розчину з втопленою в нього арматурою з 3...5 А 400 с 14 – 20 мм. Необхідно також влаштовувати залізобетонний пояс поверх останнього ряду фундаментних стінових блоків по всіх стінах. Виконують пояси у монолітному залізобетоні товщиною 20 – 15 см, розташовуючи поздовжню робочу арматуру з 6...8 А 400 с 14 – 20 мм зверху і знизу поясу. Армвані шви і пояси ефективні у разі забезпечення безперервності по довжині стін.

Для зниження рівня нерівномірних осадів за допомогою осадових швів будівля розподіляється на відсіки. Місця розташування осадових швів

обумовлені істотною зміною навантажень на фундаменти (наприклад, у місцях сполучення різновисоких частин будівлі), зміною інженерно-геологічних умов у межах будівлі, різними конструктивними рішеннями примикаючих частин споруди.

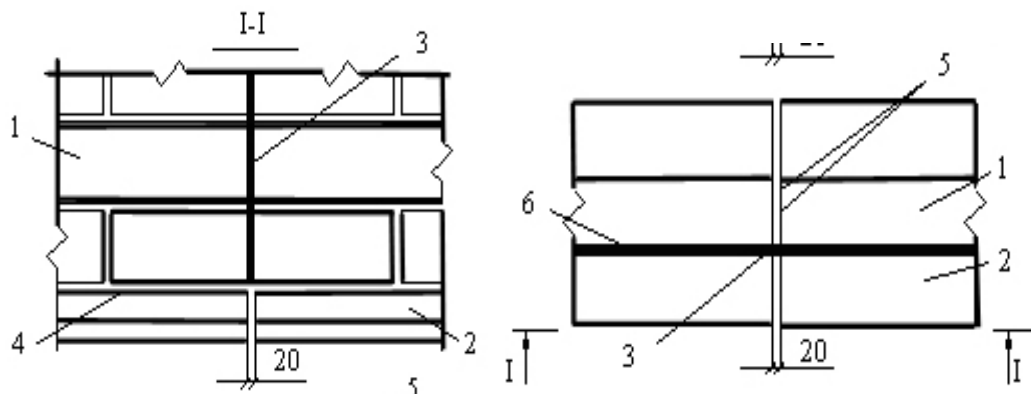


Рисунок 12.12 – Деформаційний шов: 1 – стінові блоки; 2 – фундаментні плити; 3 – ущільнювальна мастика; 4 – цементний розчин складу 1:2; 5 – антисептовані дошки, обгорнені толем; 6 – фарбувальна гідроізоляція

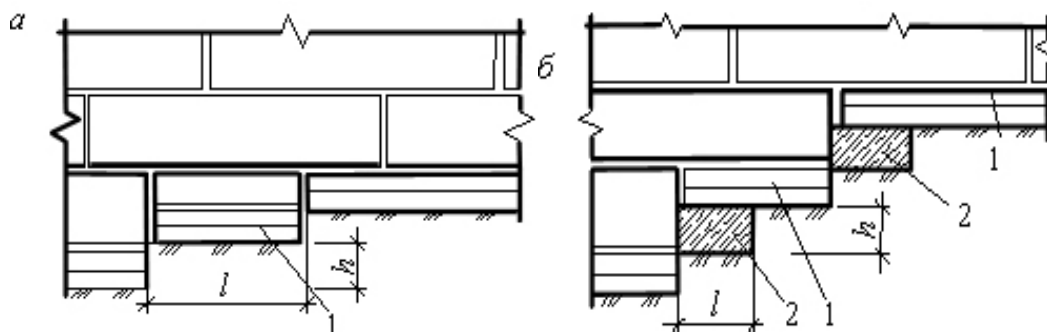


Рисунок 12.13 – Перехід фундаменту від однієї позначки закладання до іншої: а – збірних; б – із використанням монолітного бетону; 1 – фундаментні плити; 2 – бетон за місцем

Осадкові шви розрізають будівлю по всій висоті. Ширина шва залежить від характеру деформацій, зокрема, величини відхилення стін від вертикальної вісі, спричиненого нерівномірною осадкою. У разі використання стрічкових фундаментів у звичайних ґрунтових умовах ширина осадкового шва для житлових будівель може бути обмежена 20 мм.

Конструктивне оформлення осадових швів у збірних стрічкових фундаментах подано на рисунку 12.12.

Якщо за характером ґрунтових нашарувань або згідно з архітектурно-планувальними особливостями необхідно в межах будівлі змінювати глибину закладання фундаментів, то такий перехід фундаменту від однієї позначки закладання до іншої здійснюють уступами (рис. 12.13). Водночас регламентують відношення висоти уступу h до його довжини l : в пилувато-глинистих ґрунтах $h/l \leq 1/2$, у піщаних $h/l \leq 1/3$. Висоту уступів відповідно до розмірів стандартних збірних елементів приймають 300 або 600 мм.

12.7.4 Ефективні конструкції фундаментів із вирізами по підшві

Удосконалення конструкцій фундаментів може здійснюватися за різними напрямками і, зокрема, на основі вивчення їхньої спільної роботи з ґрунтом основи. Відомо, що навантаження від споруди на основу передаються або стрічковими фундаментами, що викликає плоскодеформований стан ґрунту, або фундаментами, що окремо стоять, в основі яких ґрунт знаходиться в просторовому напруженому стані. Навантаження на ґрунт усіма фундаментами зазвичай передається суцільною плоскою підшвою.

Центральнонавантажені фундаменти

У НДІОПС Герсєванова була зроблена спроба змінити традиційний спосіб передачі навантаження таким чином, щоб умови роботи фундаменту і самої основи суттєво покращилися. Цей принцип був реалізований у 1954 р. під керівництвом Є. А. Сорочана під час розроблення переривчастих збірних стрічкових фундаментів (рис. 12.14), які були вперше застосовані в Ізмайлові (м. Москва).

У фундаментах такої конструкції навантаження на основу передається таким способом, за якого відбувається зміна в сприятливу сторону напружено-деформованого стану ґрунту основи, тобто з плоского в плоско-просторовий стан. Завдяки цьому підвищується граничне навантаження на ґрунти основи до 1,3 рази. З огляду на це, на переривчастий фундамент за інших рівних умов можна передати більше навантаження або, використовуючи принцип розрахунку за другим граничним станом, зменшити площу підшви фундаменту, а, отже, і його матеріалоємність.

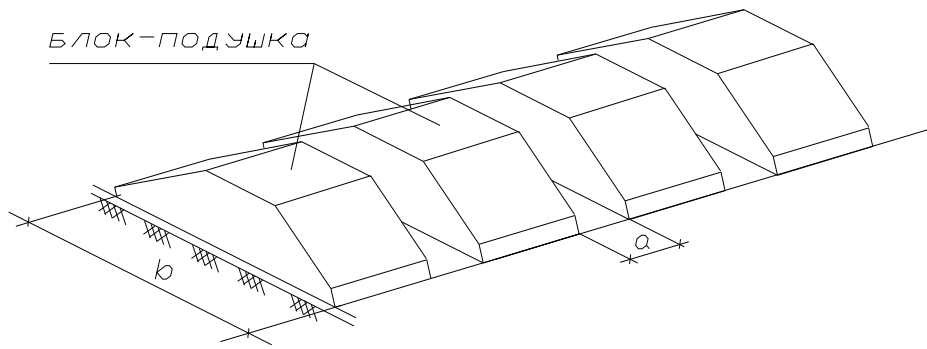


Рисунок 12.14 – Збірний переривчастий фундамент

Надалі вдосконалення конструкцій стрічкових фундаментів було спрямовано на розроблення полегшених блоків, що мають прямокутні вирізи покутах, завдяки чому їхня площа на 12 % менша площі типових блоків. Блоки мають різні марки для підвищення індустріалізації влаштування стрічкових фундаментів. Зарпоновані блоки замінюють аналогічні по ширині типові плити. У разі їхнього застосування фактичний тиск, що передається на основу, буде більше, ніж розрахунковий опір ґрунту в 1,15 рази. Це можливо внаслідок того, що в місцях вирізів ґрунт працює, як при переривчастих фундаментах, тобто відбувається перерозподіл напружень в основі, чому сприяє також і аорчний ефект.

Як приклад розглядається конструкція стрічкового фундаменту з поздовжнім вирізом (рис. 12.15), яка складається з фундаментної частини *1* шириною $(2b+a)$ і вирізу *2* шириною a і висотою Δ , який заповнюється низькомодульним матеріалом *3*, наприклад, пінопластом. Така конструкція сприяє підвищенню розрахункового опору ґрунту основи.

Величина поздовжнього центрального вирізу шириною a приймається згідно з графіком (рис. 12.16) залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту φ , що знаходиться під подошвою фундаменту, і прийнятої ширини b подошви фундаменту. Розрахунковий опір ґрунту основи фундаменту з вирізом шириною $(2b+a)$ за такої умови буде дорівнювати:

$$R_{2b+a} = R_b \cdot k_d, \quad (12.9)$$

де R_b – розрахунковий опір ґрунту основи фундаменту шириною b , який визначається за нормативною формулою за умови прийняття розвитку зон

граничної рівноваги під фундаментом глибиною $0,25 \cdot b$;
 k_d – коефіцієнт, що визначається за графіками рисунка 12.16.

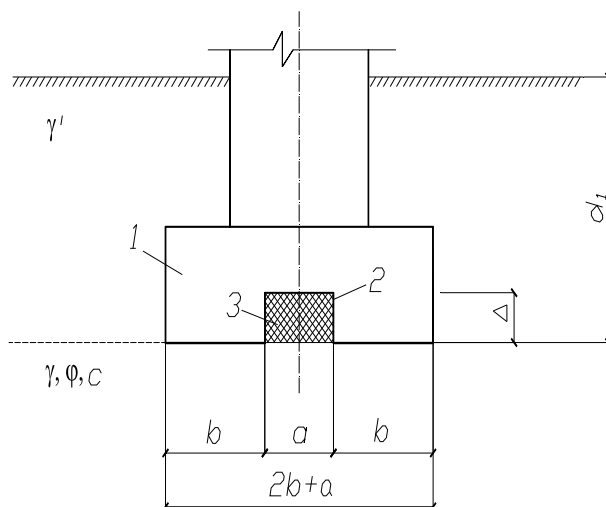


Рисунок 12.15 – Стрічковий фундамент із поздовжнім вирізом по підшві

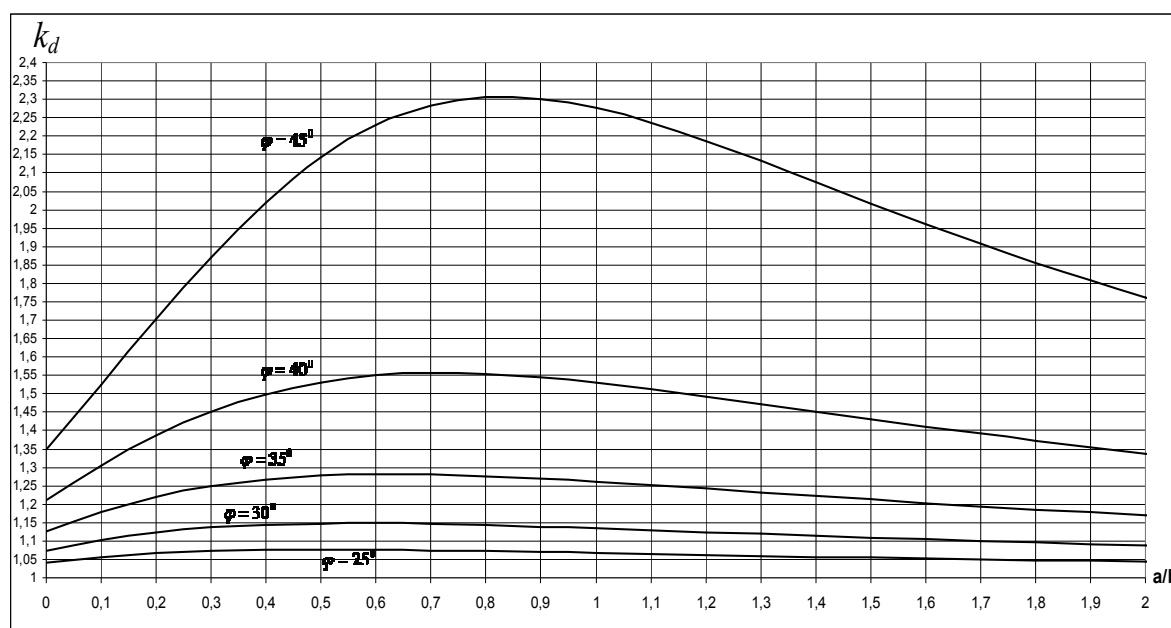


Рисунок 12.16 – Графіки залежності коефіцієнта k_d від відносної ширини вирізу a/b

Значення підвищувального коефіцієнта k_d отримані під час розгляду розрахункової схеми взаємодії фундаменту з ґрунтовою основою, поданою на рисунку 12.17, тобто під час передачі тиску в рівні підшви всередині вирізу шириною a , що дорівнює величині побутового тиску за межами фундаменту.

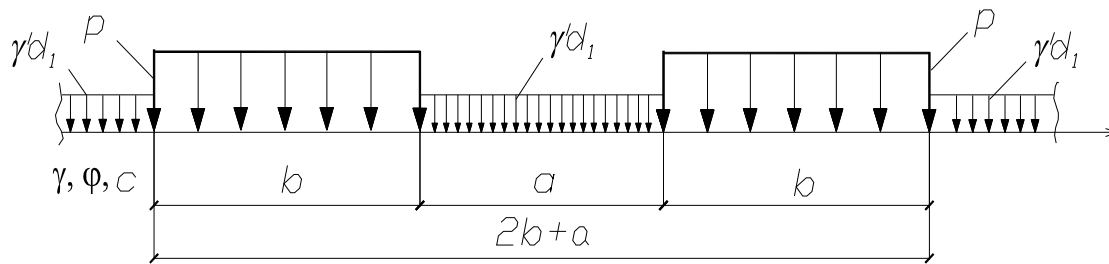


Рисунок 12.17 – Розрахункова схема взаємодії фундаменту з ґрунтовою основою

Тиск усередині поздовжнього вирізу висотою Δ передається за допомогою заповнення порожнини низкомодульним матеріалом, наприклад, пінопластом, із модулем пружності E , що дорівнює:

$$E = \frac{\Delta}{S} \gamma' d_1, \quad (12.10)$$

де S – прогнозована осада фундаменту, м; Δ – висота вирізу, м; γ' – питома вага ґрунту вище підшви фундаменту, кН/м^3 ; d_1 – глибина закладення фундаменту, м, або, навпаки, влаштовують виріз шириною a і висотою Δ , що дорівнює:

$$\Delta = \frac{E}{\gamma' d_1} S. \quad (12.11)$$

Із графіків рис. 12.16 видно збільшення на 70 % розрахункового опору ґрунту основи фундаменту з вирізом шириною $(2b+a)$, що досягається шляхом перерозподілу напружень в основі фундаменту з вирізом порівняно з суцільним фундаментом шириною $2b$ у разі прийняття будь-якого критерію розвитку зон граничної рівноваги під фундаментом.

Підшва фундаменту хрестоподібного обрису під колони запропонована Є. А. Сорочаном (рис. 12.18, а). Ґрунт у зоні вирізів бере участь у роботі, тому розрахунок їхніх основ виконують за зовнішніми габаритами, включаючи площу вирізів. Відношення площі суцільного фундаменту до площі фундаменту з вирізами приймають таким, що дорівнює 1,1. Однак В. І. Обозов запропонував більш раціональну конструкцію таких фундаментів, замінивши прямокутні вирізи вирізами по

колу (рис. 12.18, б). Крім того, значення згинальних моментів у консолях за однакових витрат бетону на 10 – 20 % менше, ніж за прямокутних вирізів.

Варто зазначити, що принцип переривчастої передачі навантаження спочатку знайшов застосування і при влаштуванні масивних кільцевих фундаментів під баштові споруди.

На рисунку 12.19 подано чотири конструкції.

Зроблена спроба привести всі конструкції фундаментів з суцільною підшоною до еквівалентних фундаментів із переривчастою передачею навантаження, використовуючи деякі закономірності спільної роботи ґрунтів основи в ненавантажених проміжках. Ідея створення цих конструкцій аналогічна прийому розсунення блоків збірного стрічкового фундаменту, запропонованого Є. А. Сорочаном.

В основу запропонованої теорії спільної роботи переривчастих фундаментів із ґрунтовими основами покладені рішення граничного напружено-деформованого стану ґрунту і тиску ґрунтів над покрівлями підземних гірничих виробок.

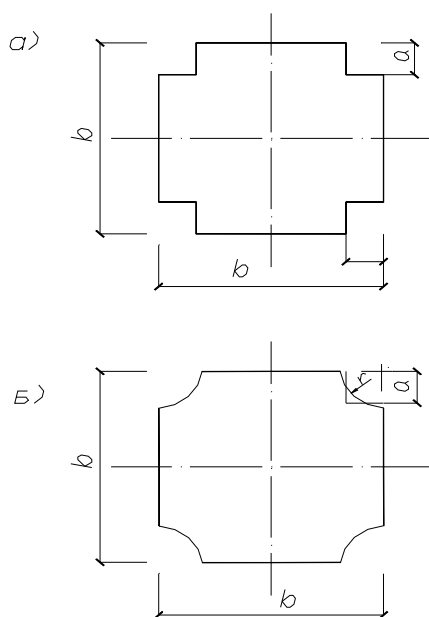


Рисунок 12.18 – Форми підшови фундаментів

Ця теорія враховує виникнення арочного ефекту в ґрунті між блоками-подушками, завдяки утворенню якого фундамент можна вважати з суцільною підшоною.

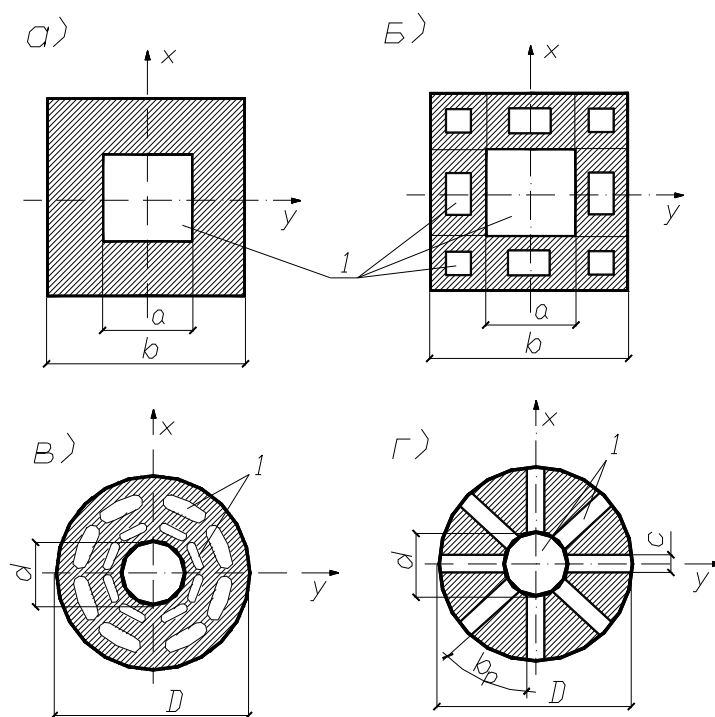


Рисунок 12.19 – Форми підосви фундаментів *а, б* – переривчато-квдратні фундаменти; *в, г* – переривчато-кільцеві фундаменти

Наприклад, для переривчато-кільцевого фундаменту (рис. 12.19, *г*) розрахунок проводиться в такій послідовності:

– обчислюють площу круглого фундаменту $F_{кр}$ та його діаметр D :

$$F_{кр} = N / (R - \gamma h_{\phi}), \quad (12.12)$$

$$D = \sqrt{1,27 F_{кр}}; \quad (12.13)$$

– визначають внутрішній діаметр d кільцевого фундаменту за формулою:

$$d = K \frac{D}{2 + K}, \quad (12.14)$$

де

$$K = \frac{8 \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \right) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\left[2 - \left(\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \right) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]^2}, \quad (12.15)$$

де φ , c – міцнісні характеристики ґрунту: кут внутрішнього тертя і зчеплення відповідно; σ – стискувальний тиск, за якого визначається опір зв'язного ґрунту зрушенню;

– задаються розміром блока-подушки b_p переривчасто-кільцевого фундаменту;

– знаходять величину розриву c між блоками-подушками з виразу:

$$c = K \cdot b_p, \quad (12.16)$$

– визначають кількість блоків-подушок n :

$$n = \frac{\pi D}{c + b_p}. \quad (12.17)$$

У наведених вище роботах влаштування вирізів по підшві переслідує мету замінити фундаменти з суцільною підшвою на еквівалентні по несучої здатності конструкції з вирізами. Теорії розрахунку для такого роду конструкцій фундаментів із вирізами враховують звичайні і випадкові моментні навантаження на фундаменти.

Позацентрово навантажені фундаменти

Фундаменти, що сприймають моменти уздовж однієї осі:

а) У двох напрямках.

Для фундаментів, що працюють при дії моментних навантажень одного напрямку, пропонуються два типи (І і ІІ) конструкцій фундаментів (рис. 12.20), розрахункові формули для визначення геометричних розмірів підшв яких мають вигляд:

– для випадку $p_{max} = 1,2R$ та $p_{min} = 0$ (рис. 12.20, а)

$$A = k_1 e_x / k_2, \quad (12.18)$$

$$B = 5N / (3k_1 R A), \quad (12.19)$$

– для випадку $p_{max} = 1,2R$ та $p_{min} = 0,25 p_{max} = 0,3R$ (рис. 12.20, б)

$$A = 5k_1 e_x / (3k_2), \quad (12.20)$$

$$B=4N/(3k_1RA), \quad (12.21)$$

водночас для I типу конструкцій фундаменту:

$$k_1=2\alpha, \quad (12.22)$$

$$k_2=\alpha[\alpha^2+3(1-\alpha)^2]/3, \quad (12.23)$$

а для II типу –

$$k_1=3\alpha, \quad (12.24)$$

$$k_2=\alpha[\alpha^2+2(1-\alpha)^2]/2, \quad (12.25)$$

де $\alpha=a/A$.

Значення коефіцієнтів k_1 та k_2 приведені у таблиці 12.8 – для фундаментів I типу та у таблиці 12.9 – для фундаментів II типу.

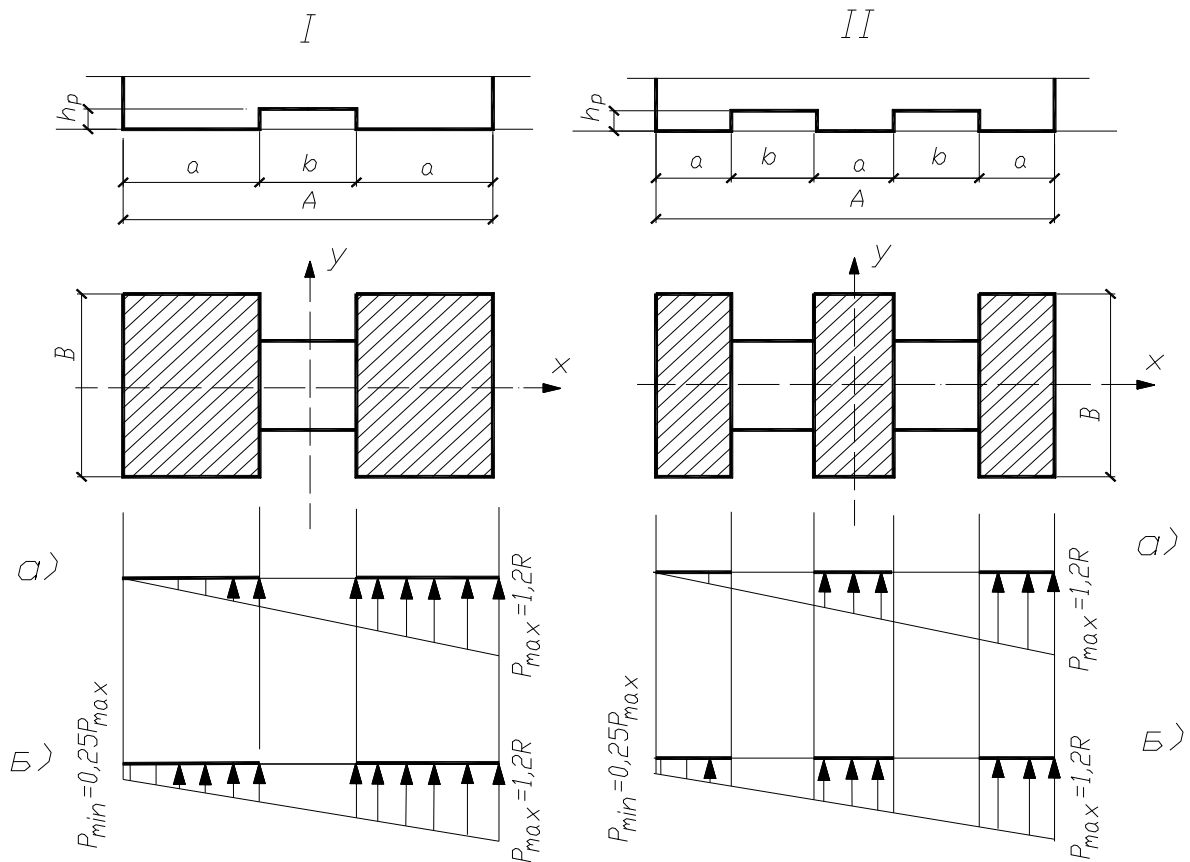


Рисунок 12.20 – Форми підшвів фундаментів

Таблиця 12.8 – Значення коефіцієнтів k_1 та k_2

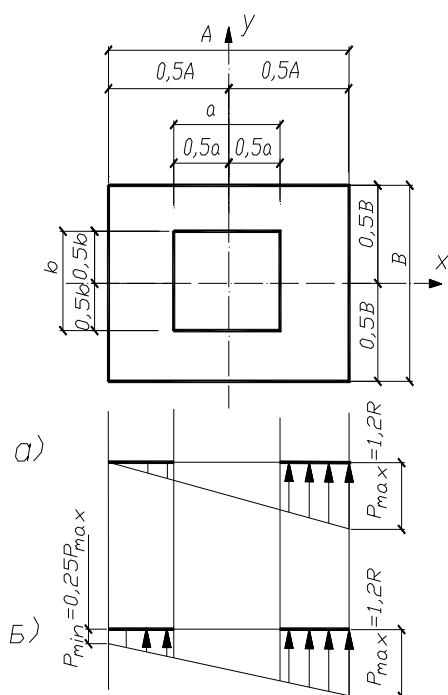
α	k_1	k_2	α	k_1	k_2	α	k_1	k_2
0,15	0,3	0,1095	0,22	0,44	0,1374	0,29	0,58	0,1543
0,16	0,32	0,1143	0,23	0,46	0,1404	0,3	0,6	0,156
0,17	0,34	0,1188	0,24	0,48	0,1432	0,31	0,62	0,1575
0,18	0,36	0,123	0,25	0,5	0,1458	0,32	0,64	0,1589
0,19	0,38	0,1267	0,26	0,52	0,1482	0,33	0,66	0,1601
0,2	0,4	0,1307	0,27	0,54	0,1504	0,333	0,667	0,1605
0,21	0,42	0,1342	0,28	0,56	0,1525	-	-	-

Таблиця 12.9 – Значення коефіцієнтів k_1 та k_2

α	k_1	k_2	α	k_1	k_2	α	k_1	k_2
0,1	0,3	0,0815	0,14	0,42	0,1049	0,18	0,54	0,1239
0,11	0,33	0,0878	0,15	0,45	0,1101	0,19	0,57	0,1281
0,12	0,36	0,0938	0,16	0,48	0,1149	0,2	0,6	0,132
0,13	0,39	0,0995	0,17	0,51	0,1196	-	-	-

Отже, задавшись значенням α , за вказаними формулами розраховують розмір підшови A та B .

Для фундаментів з «замкнутою» стрічковою підшовою прямокутного



обрис у плані (рис. 12.21) розміри підшови визначаються за формулами (12.18) і (12.19) у разі $p_{max}=1,2R$ та $p_{min}=0$ (рис. 12.21, а), а для випадку $p_{max}=1,2R$ та $p_{min}=0,25p_{max}=0,3R$ (рис. 12.21, б) за формулами (12.20 , 12.21).

Водночас:

$$k_1=1-\alpha\beta, \quad (12.26)$$

$$k_2=1/6(1-\alpha^3\beta), \quad (12.27)$$

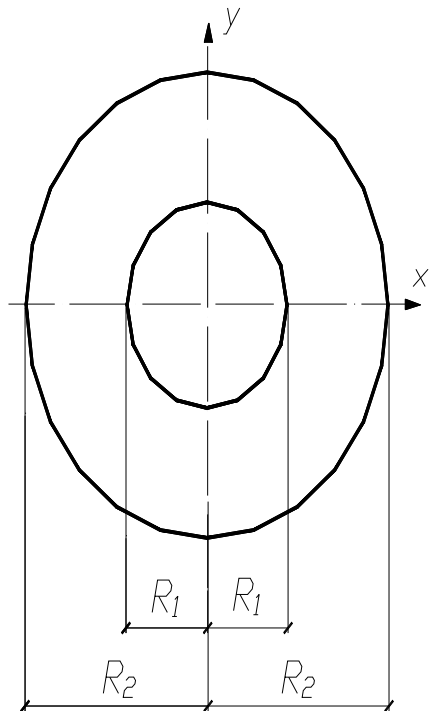
де $\alpha=a/A$; $\beta=b/B$.

Рисунок 12.21 – Форма підшови фундаменту

Значення коефіцієнтів k_1 та k_2 надані в таблиці 12.10.

Таблиця 12.10 – Значення коефіцієнтів k_1 та k_2

α	$\beta=0,3$		$\beta=0,35$		$\beta=0,4$	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
1	2	3	4	5	6	7
0,3	0,91	0,165	0,895	0,165	0,88	0,165
0,35	0,895	0,165	0,878	0,164	0,86	0,164
0,4	0,88	0,164	0,86	0,163	0,84	0,162
0,45	0,865	0,162	0,843	0,161	0,82	0,161
0,5	0,85	0,16	0,825	0,159	0,80	0,158
0,55	0,835	0,158	0,808	0,157	0,78	0,156
0,6	0,82	0,156	0,79	0,154	0,76	0,152
0,65	0,805	0,153	0,773	0,151	0,74	0,148
0,7	0,79	0,15	0,755	0,147	0,72	0,144
α	$\beta=0,45$		$\beta=0,5$		$\beta=0,55$	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
0,3	0,865	0,165	0,85	0,164	0,835	0,164
0,35	0,843	0,164	0,825	0,163	0,808	0,163
0,4	0,82	0,162	0,8	0,161	0,78	0,161
0,45	0,798	0,16	0,775	0,159	0,753	0,158
0,5	0,775	0,157	0,75	0,156	0,725	0,155
0,55	0,753	0,154	0,725	0,153	0,698	0,151
0,6	0,73	0,15	0,7	0,149	0,67	0,147
0,65	0,708	0,146	0,675	0,144	0,643	0,142
0,7	0,685	0,141	0,65	0,138	0,615	0,135
α	$\beta=0,6$		$\beta=0,65$		$\beta=0,7$	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
1	2	3	4	5	6	7
0,3	0,82	0,164	0,805	0,164	0,79	0,164
0,35	0,79	0,162	0,773	0,162	0,755	0,162
0,4	0,76	0,16	0,74	0,16	0,72	0,159
0,45	0,73	0,158	0,708	0,157	0,685	0,156
0,5	0,7	0,154	0,675	0,153	0,65	0,152
0,55	0,67	0,15	0,643	0,149	0,615	0,147
0,6	0,64	0,145	0,61	0,143	0,58	0,142
0,65	0,61	0,139	0,578	0,137	0,135	0,135
0,7	0,58	0,132	0,545	0,12	0,51	0,127



Для фундаментів з кільцевою (круглою) формою підосви (рис. 12.22) розміри визначаються за формулами:

– для випадку $p_{max}=1,2R$ та $p_{min}=0$

(рис. 12.22, а)

$$R_2 = k_1 e_x / k_2, \quad (12.28)$$

– для випадку $p_{max}=1,2R$ та $p_{min}=0,25p_{max}=0,3R$ (рис. 12.22, б)

$$R_2 = 5k_1 e_x / (3k_2), \quad (12.29)$$

Водночас:

$$k_1 = 3,1416(1 - \alpha^2), \quad (12.30)$$

$$k_2 = 0,785(1 - \alpha^4), \quad (12.31)$$

де $\alpha = R_1/R_2$.

Значення коефіцієнтів k_1 та k_2 наведені у таблиці 12.11.

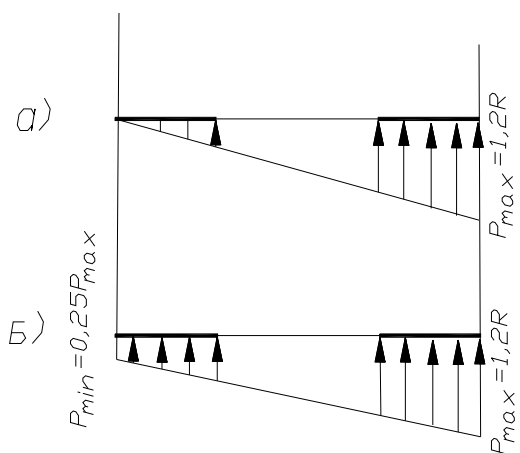


Рисунок 12.22 – Кільцева форма підосви фундаменту

Таблиця 12.11 – Значення коефіцієнтів k_1 та k_2

k_i	α									
	0	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7
k_1	3,142	2,859	2,757	2,639	2,505	2,356	2,191	2,011	1,814	1,602
k_2	0,785	0,783	0,774	0,765	0,753	0,736	0,714	0,684	0,645	0,597

б) В одному напрямку. Існує низка споруд, фундаменти яких сприймають односторонні згинальні моменти (підпірні стінки, фундаменти під арочні конструкції та ін). У цьому випадку застосування фундаментів з симетричним вирізом можливо, однак, найбільш раціонально використання фундаментів з асиметричним розміщенням вирізу.

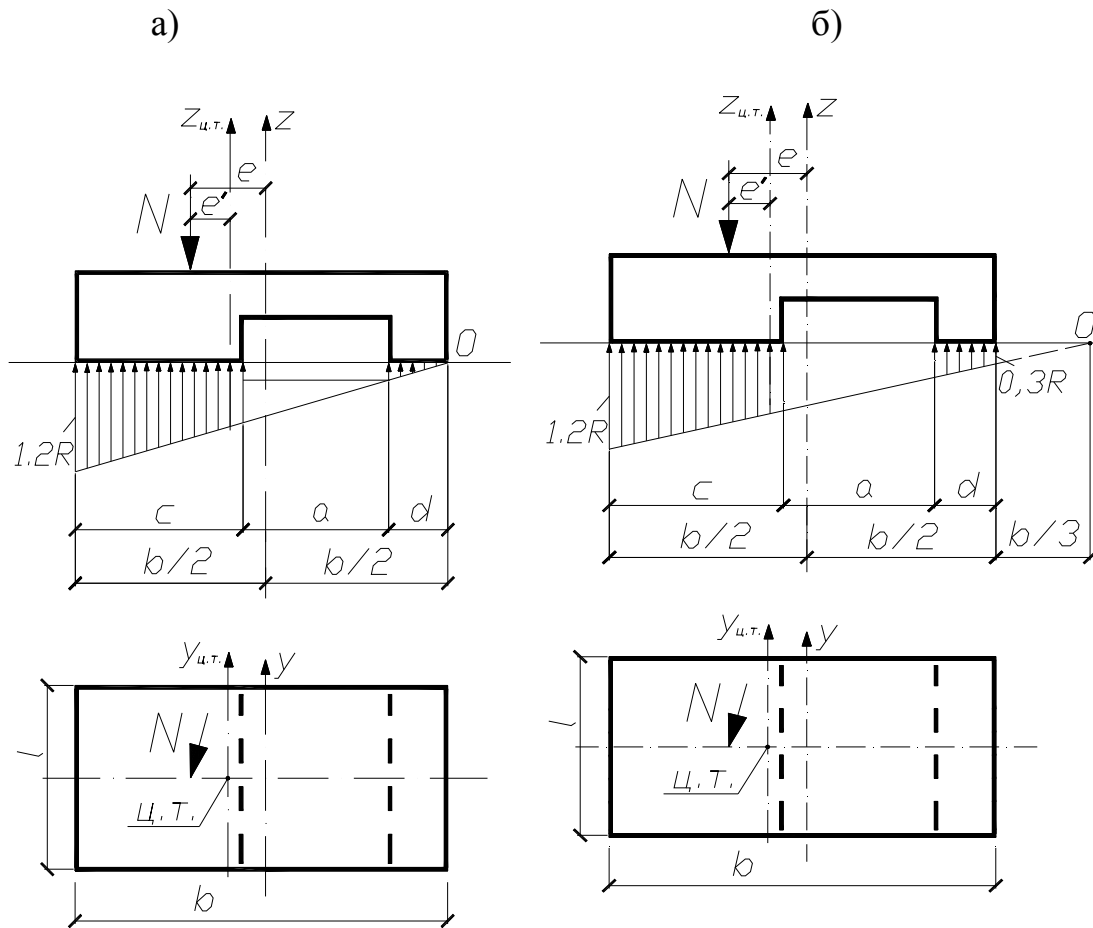


Рисунок 12.23 – Схеми взаємодії при односторонньому моменті:

$$a - p_{\max} \leq 1,2R \text{ та } p_{\min} \geq 0;$$

$$b - p_{\max} \leq 1,2R \text{ та } p_{\min} \geq 0,3R \text{ (} p_{\min}/p_{\max} = 0,25 \text{)}$$

Визначення оптимальних розмірів таких фундаментів ускладнюється тим, що несиметричність їхніх підшви відносно вісі y призводить до зміщення центру тяжіння в напрямку дії моменту. Крім того, виявляється, що для вирішення визначеного завдання одних рівнянь рівноваги, як у випадку центральнорозташованого вирізу, недостатньо. Тому отримано наближене рішення, результати якого мають розбіжність не більше 1 % від точного.

За заданих величин N , R , l та e можна знайти мінімальну ширину фундаменту b_{\min} за $p_{\max} \leq 1,2R$ та $p_{\min} \geq 0$

$$b_{\min} = (e + 0,495m) \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{5} \left(\frac{m}{e + 0,495m} \right)^2} \right], \quad (12.32)$$

де $m = N/lR$; $\bar{N} = 5N/blR$.

$$\bar{a} = 0,804 \left[\sqrt{1 + 1,355(3 - \bar{N})} - 1 \right] \quad (12.33)$$

$$\bar{c} = \frac{l}{2\bar{a}} \left[\sqrt{1 - \frac{\bar{a}}{3} \left(4 - \bar{a}^3 \right)} - (1 - \bar{a})^2 \right]. \quad (12.34)$$

$$\bar{d} = 1 - \bar{a} - \bar{c}. \quad (12.35)$$

За $p_{max} \leq 1,2R$ та $p_{min} \geq 0,3R$ ($p_{min}/p_{max} = 0,25$) мінімальна ширина фундаменту з несиметричним вирізом буде дорівнювати:

$$b_{min} = \frac{e + 1,33m + \sqrt{(e + 1,33m)^2 - 2m^2}}{1,54}, \quad (12.36)$$

$$\text{де } \bar{a} = \sqrt{1,78 - 0,45\bar{N}} - 0,29; \quad \bar{c} = \frac{8\bar{a} - 3\bar{a}^2 - 5 + \sqrt{3\bar{a}^4 - 28\bar{a} + 25}}{6\bar{a}}.$$

У разі стрічкового фундаменту в формулах (12.32, 12.36) приймається $l = l$ п.м.

Моменти опору перерізу в напрямку ексцентриситету (ліва грань) і зворотному напрямку (права грань) відповідно дорівнюють:

$$W_{л.зр.} = \frac{lb^2x}{6(1 - \bar{a}^2 - 2\bar{a}\bar{c})}, \quad (12.37)$$

$$W_{пр.зр.} = \frac{lb^2x}{6(1 + \bar{a}^2 - 2\bar{a}(1 - \bar{c}))}, \quad (12.38)$$

$$\text{де } x = (1 - \bar{a}) \left[\bar{c}^3 + (1 - \bar{a} - \bar{c})^3 \right] + 3\bar{c}(1 - \bar{a} - \bar{c})(1 + \bar{a})^2;$$

$$\bar{a} = a/b; \quad \bar{c} = c/b.$$

Напруги під краями фундаменту з обмеженнями будуть мати вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N}{l(b-a)} + \frac{Ne'}{W_{л.зр.}} \\ \sigma_{min} &= \frac{N}{l(b-a)} - \frac{Ne'}{W_{нр.зр.}} \end{aligned} \right\}, \quad (12.39)$$

де
$$e' = e - \frac{b}{2} \frac{\bar{a}}{(1-\bar{a})} (\bar{a} + 2\bar{c} - 1).$$

Як окремий випадок для центрально розташованих вирізів $\bar{d} = \bar{c}$ будемо мати:

– у разі обмеження крайових тисків на основу $p_{max} \leq 1,2R$ та $p_{min} \geq 0$:

$$b_{min} = (e + 0,833m) \left[1 + \sqrt{1 - \frac{1}{3} \left(\frac{1,666m}{e + 0,833m} \right)^2} \right], \quad (12.40)$$

$$\bar{a} = \frac{a}{b} = 1 - \frac{\bar{N}}{3};$$

– у разі обмеження крайових тисків на основу $p_{max} \leq 1,2R$ та $p_{min}/p_{max} \geq 0,25$:

$$b_{min} = \frac{e + 0,4m + \sqrt{(e + 0,4m)^2 - 0,213m^2}}{0,6}, \quad (12.41)$$

$$\bar{a} = \frac{a}{b} = 1 - \frac{\bar{N}}{3,75}.$$

Важливо відзначити, що для недопущення відриву за $p_{min} = 0$ або для виконання умови $p_{min}/p_{max} = 0,25$ за одиничної довжини мінімальна ширина фундаменту з суцільною підшовою буде відповідно дорівнювати $b_{min} = 6e$ та $b_{min} = 10e$, а в разі фундаменту з вирізом вона складе відповідно $b_{min} = 2e$ та $b_{min} = 3,33e$ за розрахункового опору ґрунту $R \rightarrow \infty$, тобто буде менше в 3 рази.

Фундаменти, що сприймають моменти в двох взаємно перпендикулярних напрямках.

Для форми підшви фундаментів із замкнутим стрічковим обрисом (рис. 12.24) розміри визначаються за виразами:

– для випадку $p_{max}=1,5R$ та $p_{min}=0$ (рис. 12.24, а):

$$A = \delta_1 \pm \sqrt{\delta_1^2 - \delta_2}, \quad (12.42)$$

$$B = 2N / (1,5k_1RA), \quad (12.43)$$

де

$$\delta_1 = \frac{k_3 N}{1,5k_1^2 Re_y}; \quad \delta_2 = \frac{2k_3 Ne_x}{1,5k_1 k_2 Re_y} = \delta_1 \frac{2e_x k_1}{k_2};$$

– для випадку $p_{max}=1,5R$ та $p_{min}=0,25p_{max}=0,375R$ (рис. 12.24, б):

$$A = \delta_3 \pm \sqrt{\delta_3^2 - \delta_4}, \quad (12.44)$$

$$B = 2N / (1,875k_1RA), \quad (12.45)$$

де $\delta_3 = \frac{0,6k_3 N}{1,875k_1^2 Re_y}; \quad \delta_4 = \frac{2k_3 Ne_x}{1,875k_1 k_2 Re_y} = \delta_3 \frac{10e_x k_1}{3k_2}.$

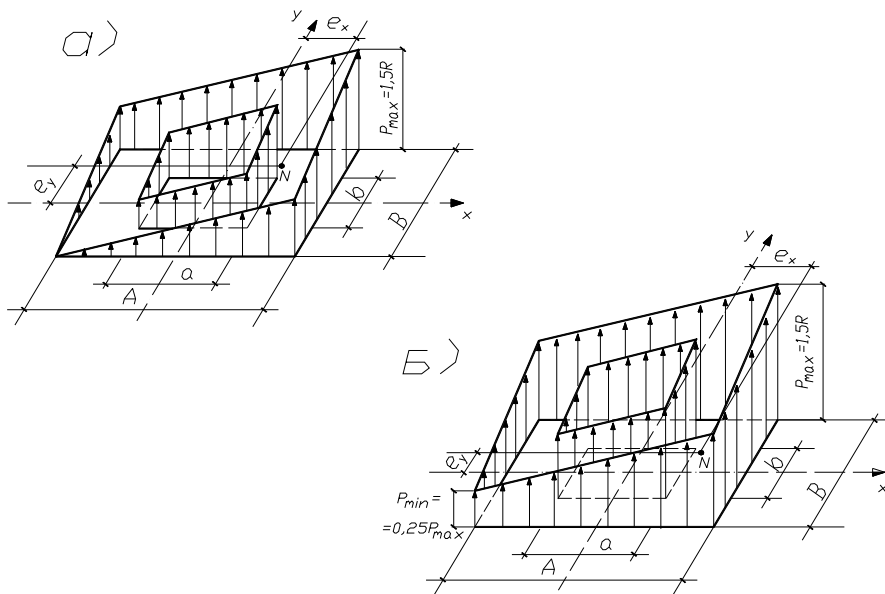


Рисунок 12.24 – Форма підшви фундаменту із замкнутим стрічковим обрисом

Коефіцієнти k_1 , k_2 та k_3 приймають за таблицею 12.10 залежно від значень $\alpha=a/A$ та $\beta=b/B$.

ПромбунДІпроект (м. Харків) запропоновані конструкції прямокутного фундаменту з еліптичним вирізом по підшві за $M_x \neq M_y$ і, як окремий випадок – квадратний з круглим вирізом за $M_x = M_y$.

Розглянемо як приклад фундамент, завантажений вертикальною силою і моментами M_x та M_y , розглянемо випадок, коли $M_x = M_y$.

Згідно з нормами напруги під фундаментом повинні мати епюру, подану на рисунку 12.25.

При цьому буде:

$$N = 0.9RB^2; M = M_x = M_y = 0.3RB^3/6; e = e_x = e_y = M_x/N = B/18.$$

У разі збереження величини N і збільшення M , а також відповідно e , необхідно збільшувати площу фундаменту. Водночас середнє напруження під підшвою фундаменту зменшується, що призводить до неповного використання несучої здатності ґрунту.

Утворений резерв можна використовувати, знизивши площу фундаменту і незначно зменшивши момент опору підшви фундаменту. Із опору матеріалів відомо, що з усіх геометричних фігур, симетричних щодо ортогональних вісей, за рівної площі, найменший момент інерції має коло. Отже, зробивши виріз у підшві фундаменту у вигляді кола, ми отримаємо підшву меншої площі з незначно зміненими моментами інерції та опору.

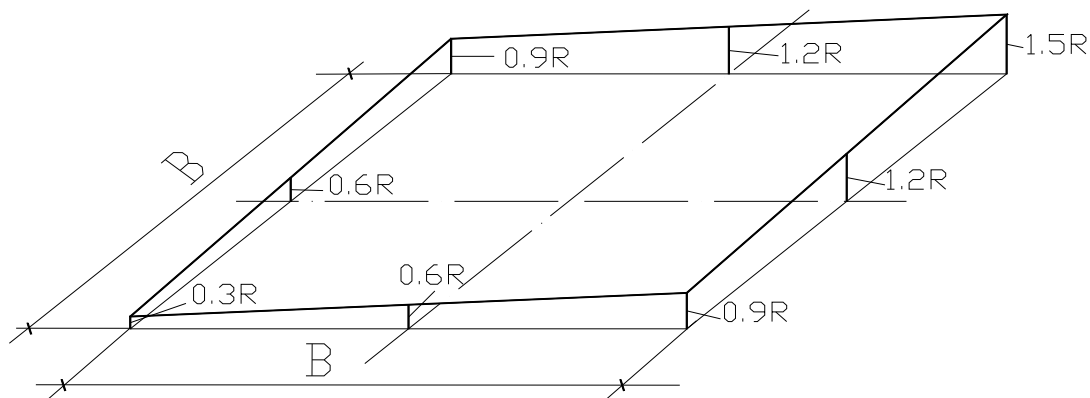


Рисунок 12.25 – Нормативний розподіл напружень під підшвою фундаменту

Визначимо зусилля, що сприймаються фундаментом такої форми під час розподілу контактних тисків відповідно до епюри (рис. 12.25).

Геометричні характеристики підшви фундаменту (рис. 12.26) дорівнюють:

$$F=B^2(1-\pi\beta^2/4); I_x=I_y=B^4/12(1-3\pi\beta^4/16).$$

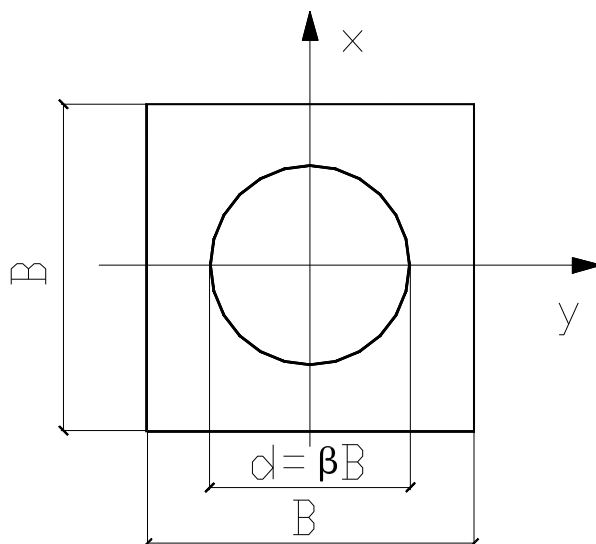


Рисунок 12.26 – Форма підшви фундаменту

Тоді зусилля, що передаються на фундамент, будуть мати вигляд:

$$N = 0.9RB^2(1 - \pi\beta^2/4);$$

$$M = 0.3R\frac{B^3}{6}(1 - 3\pi\beta^4/16);$$

$$e = \frac{B}{18} \frac{(1 - 3\pi\beta^4/16)}{(1 - \pi\beta^2/4)}.$$

Отримаємо: $B = 18e \frac{(1 - \pi\beta^2/4)}{(1 - 3\pi\beta^4/16)},$

$$\frac{N}{Re^2} = 18^2 0.9 \frac{(1 - \pi\beta^2/4)^3}{(1 - 3\pi\beta^4/16)^2}.$$

З двох останніх виразів можна отримати функції:

$$\beta = f_{\beta} \frac{N}{Re^2}, \quad (12.46)$$

$$B = ef_B \frac{N}{Re^2}, \quad (12.47)$$

$$d = \beta B = ef_{\beta} f_B = ef_d \frac{N}{Re^2}. \quad (12.48)$$

Для випадку, наведеного на рисунку 12.27, геометричні характеристики підшви фундаменту будуть мати вигляд:

$$F = B^2 \left(1 - \frac{\pi - 4\alpha}{4} (\operatorname{tg}^2 \alpha + 1) - \operatorname{tg} \alpha \right) = B^2 f_{\alpha},$$

$$I_x = I_y = \frac{B^4}{12} \left(1 - 3 \frac{\pi - 4\alpha}{16} (\operatorname{tg}^2 \alpha + 1) - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{4} (\operatorname{tg}^2 \alpha + 3) \right) = \frac{B^4}{12} i_{\alpha},$$

$$d = \frac{B}{\cos \alpha}.$$

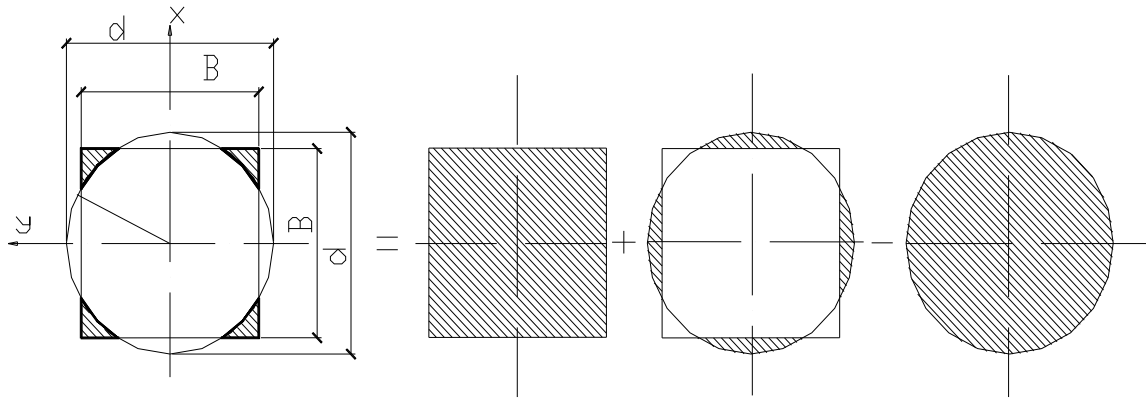


Рисунок 12.27 – Складові форми підшви фундаменту

Тоді зусилля, що передаються на фундамент, будуть мати вигляд:

$$N = 0.9 B^2 R f_{\alpha},$$

$$M = 0.3 \frac{B^3}{6} i_\alpha,$$

$$e = \frac{B}{18} \frac{i_\alpha}{f_\alpha}.$$

Отримаємо:

$$B = 18e \frac{f_\alpha}{i_\alpha},$$

$$\frac{N}{\text{Re}^2} = 18^2 0.9 \frac{f_\alpha^3}{i_\alpha^2}.$$

Із двох останніх рівнянь можна отримати вирази:

$$B = f_B \frac{N}{\text{Re}^2}, \quad (12.49)$$

$$d = f_d \frac{N}{\text{Re}^2}. \quad (12.50)$$

Тепер розглянемо випадок, коли:

$$M_x = t e_y N. \quad (12.51)$$

Водночас:

$$0,5 \leq t \leq 1. \quad (12.52)$$

Щоб зберегти форму епюри контактних напружень, необхідно прийняти всі лінійні розміри фундаменту вздовж вісі x таким, що дорівнює відповідним розмірам вздовж вісі y , помноженої на коефіцієнт t .

Тоді квадратний обрис підшви фундаменту перетвориться у прямокутний, а круглий виріз перетворюється на еліптичний.

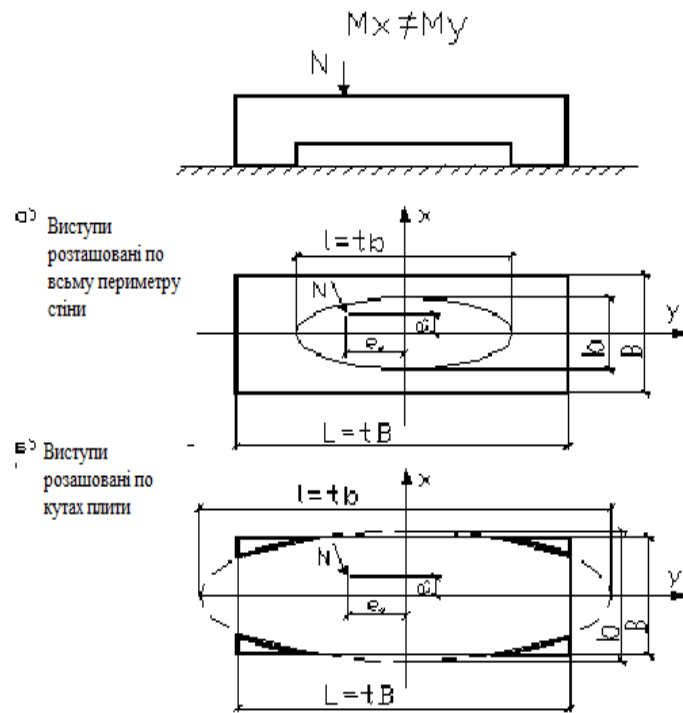


Рисунок 12.28 – Фундамент з еліптичним вирізом

Відповідно до позначень, приведених на рисунку 12.28, отримаємо:

$$\overline{F} = tF ;$$

$$\overline{I}_x = t^3 I ;$$

$$\overline{I}_y = tI ;$$

$$\overline{e}_y = t\overline{l}_y = te ;$$

$$L = tB.$$

$$N = 0.9RtF ;$$

$$M_y = tM_x = 0.3R \frac{2I_y}{L} = 0.3Rt \frac{I}{B} ;$$

$$M_y = 0.3R \frac{2I_x}{L} = 0.3Rt^2 \frac{I}{B}.$$

Звідси:

$$\begin{aligned}\bar{B} &= B; \\ \frac{N}{Re_x e_y} &= \frac{N}{Re^2}; \\ L &= t\bar{B}.\end{aligned}$$

Тоді для визначення розмірів елементів фундаментів придатні формули (12.47, 12.48, 12.49, 12.50), де як аргумент замість N/Re^2 буде:

$$N/Re_x e_y.$$

На підставі проведених теоретичних досліджень, за формулами (12.47, 12.48, 12.49 та 12.50) на рисунках 12.29, 12.30 наведена графічна інтерпретація результатів розрахунків для визначення оптимальних розмірів фундаментів із центральними вирізами.

Із допомогою графіків рисунків 12.29, 12.30, знаючи величину $(N/R \cdot e_x \cdot e_y \cdot 16,2)$ або $(N/R \cdot e_x \cdot e_y \cdot 0,9)$ можна відразу визначити значення α , β та B , тобто отримати оптимальні розміри підшви фундаменту з вирізом.

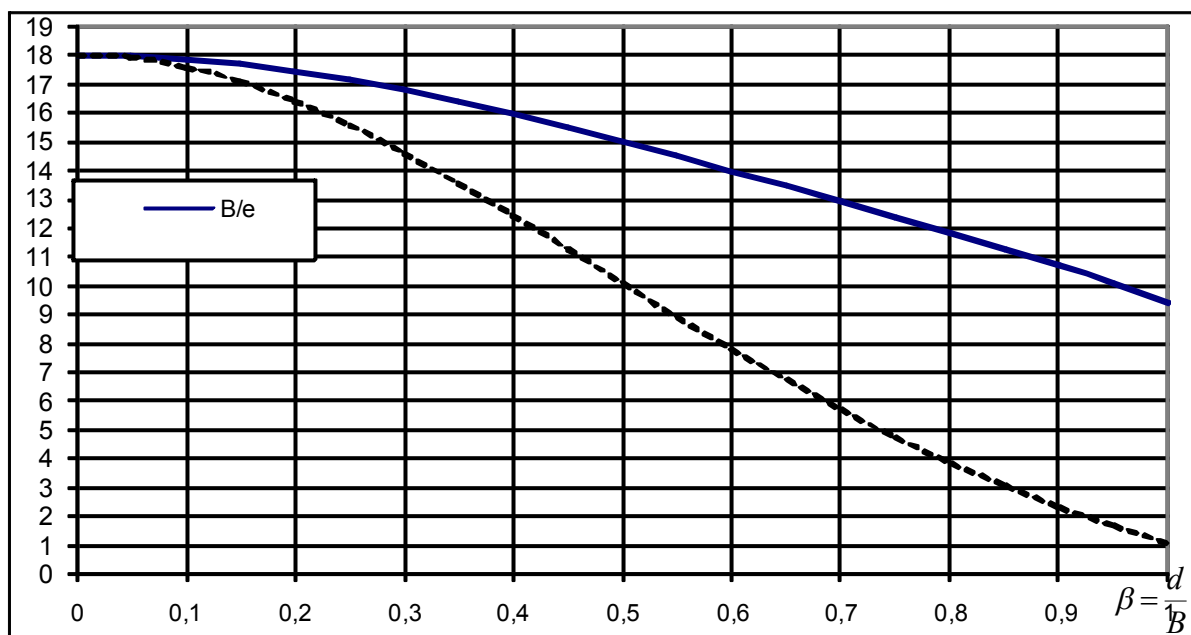


Рисунок 12.29 – Значення функції β за різних аргументів

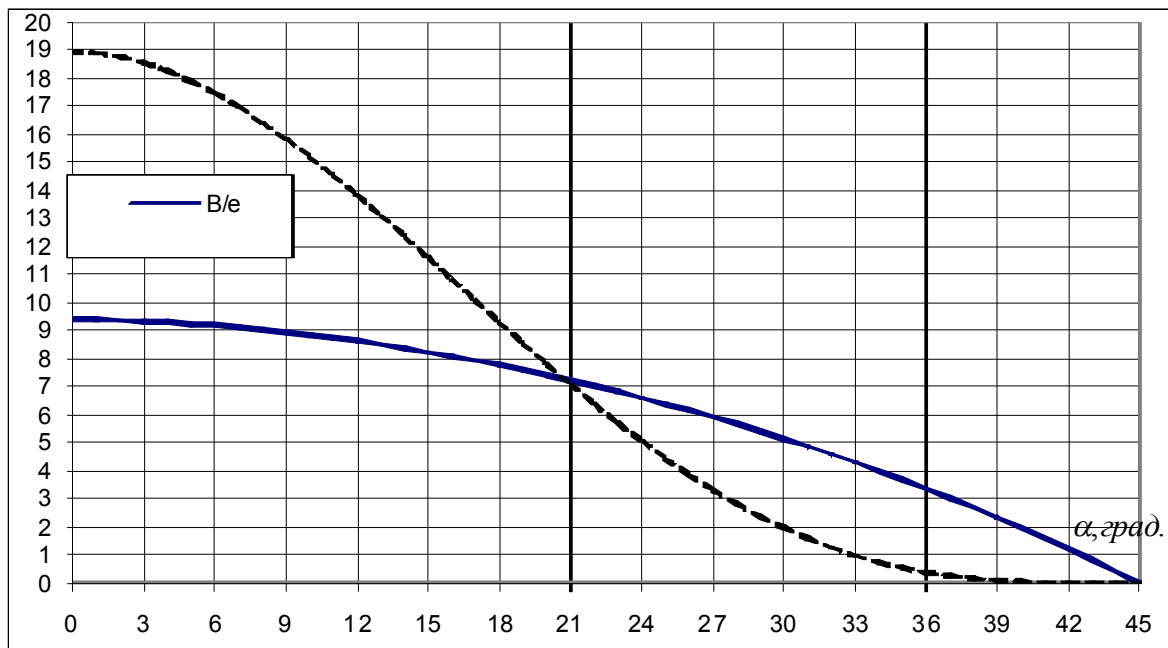


Рисунок 12.30 – Значення функції α за різних аргументів

12.7.5 Окремі фундаменти (конструктивні рішення)

Фундаменти, що окремо стоять, виконуються під колони та стовпи, а також як опори для безкаркасних стін, переважно малоповерхових будівель.

Фундаменти колон каркасних будівель зазвичай роблять стовпчастими. Такий фундамент складається з плитної частини і підколоники (рис. 12.31, а, б). Спосіб з'єднання фундаменту з колоною передумовлює конструктивні особливості підколоники. Збірні залізобетонні фундаменти під колони виконують з підколоники стаканного типу. Розміри поперечного перерізу стакану залежать від перерізу колони. Глибину стакану призначають виходячи з надійного анкерування колони у фундаменті. Крім того, має бути передбачений зазор у 50 мм між днищем, стінками стакану та гранями колони. Товщина стінок стакану має бути не менше 150 мм. Мінімальну товщину дна стакану визначають з розрахунку на продавлювання колоною, вона складає не менше 200 мм. Для металевих колон підколоники роблять суцільним з анкерними болтами.

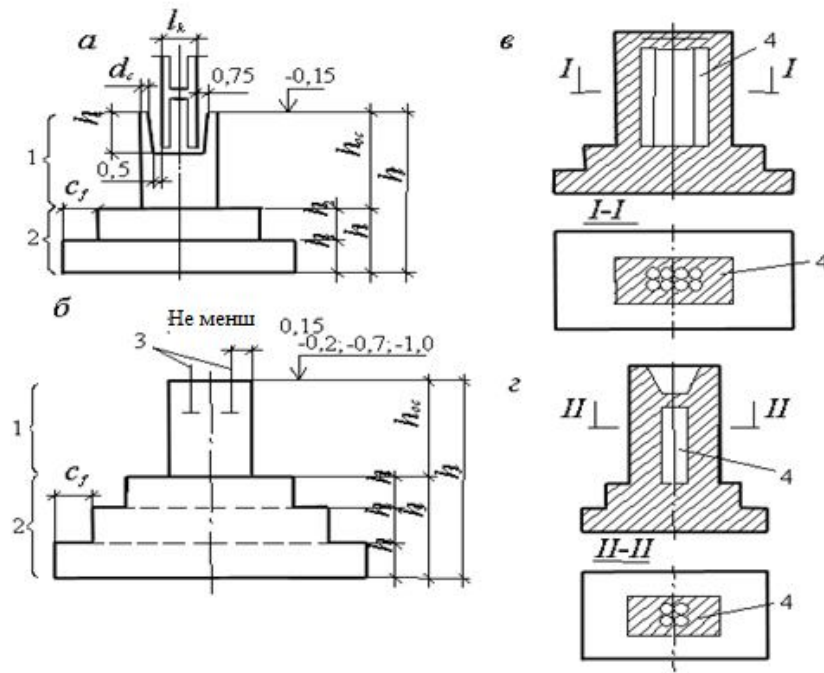


Рисунок 12.31 – Стовпчасті фундаменти: *a* – під збірну колону; *б* – під металеву колону; *в, г* – з пустотоутворювачів; *1* – підколоник; *2* – плитна частина; *3* – анкерні болти; *4* – картонні пустотоутворювачі

Висоту плитної частини фундаменту h_s визначають розрахунком на продавлювання її підколонником. Залежно від h_s призначають кількість ступенів, які мають висоту 300, 450 або 600 мм. Винос нижньої ступені c , що розраховується як консоль від тиску ґрунту під підшовою, приймають кратним 100.

Для прямокутного фундаменту (зазвичай позацентровано-навантаженого) необхідно задатися величиною (співвідношення сторін підшови фундаменту), за такої умови:

$$b_{i, rect} = \sqrt{F_v / (R_i - \gamma_{c,s} d) \eta}. \quad (12.52.1)$$

Для круглого фундаменту діаметр підшови:

$$b_{i,r} = \sqrt{4F_v / \pi (R_i - \gamma_{c,s} d)}. \quad (12.52.2)$$

Під час остаточного призначення розмірів підшови фундаменту варто взяти до уваги вказівку ДБН В 2.1-10-2009 про те, що розрахунковий опір

грунту основи R у певних випадках може бути збільшено. Це допускається для фундаментів, конструкції яких покращують умови спільної роботи основи і фундаменту. Зокрема, під час використання стрічкових переривчастих фундаментів або фундаментних плит із кутовими вирізами досягається ефект просторової роботи основи. Це враховується множенням значень на R підвищувальний коефіцієнт k_d , що залежить від виду ґрунтів основи.

Збільшення розрахункового опору (на 20 %) можливо також у разі, якщо обчислена осада фундаменту складе менше 0,4 від гранично допустимої s_u . Однак збільшення розрахункового опору й пов'язане з цим зменшення розмірів підшви фундаменту не повинно викликати осідання більш ніж $0,5 s_u$.

Габаритні розміри східчастих фундаментів визначаються, як правило, інженерно-геологічними особливостями майданчика, проте міцнісні властивості бетону фундаменту використовують не повною мірою. Зниження витрати матеріалів досягається шляхом застосування пустотоутворень (картонних пустотілих вкладишів трубчастої або конусної форми). Під час виготовлення фундаменту вкладиші встановлюють у підколонник (рис. 12.31, *в, г*) і, за змогою, у плитній частині, забезпечуючи цим економію бетону від 7 до 20 % – залежно від глибини закладання фундаменту. У вологих ґрунтах застосування пустотоутворювачів обмежено через небезпеку морозного пучіння води в порожнечах.

Східчасті фундаменти застосовують у монолітному, збірному і збірно-монолітному виконанні. Техніко-економічний аналіз показує, що в багатьох випадках окремі фундаменти монолітні є більш вигідними, ніж збірні. У повній мірі переваги монолітного виконання фундаментів виявляються за наявності інвентарної опалубки, бетонопокладочного обладнання, а також обладнання з транспортування бетонної суміші. Однак за певних умов доцільніше застосовувати збірні фундаменти. Вони раціональні у таких випадках:

- а) вага окремого фундаменту не перевищує 30 – 35 кН;
- б) будівництво ведеться в несприятливих кліматичних умовах;
- в) зведення фундаментів проводиться в стислі терміни;
- г) під час будівництва ЛЕП, трубопроводів та інших подібних споруд.

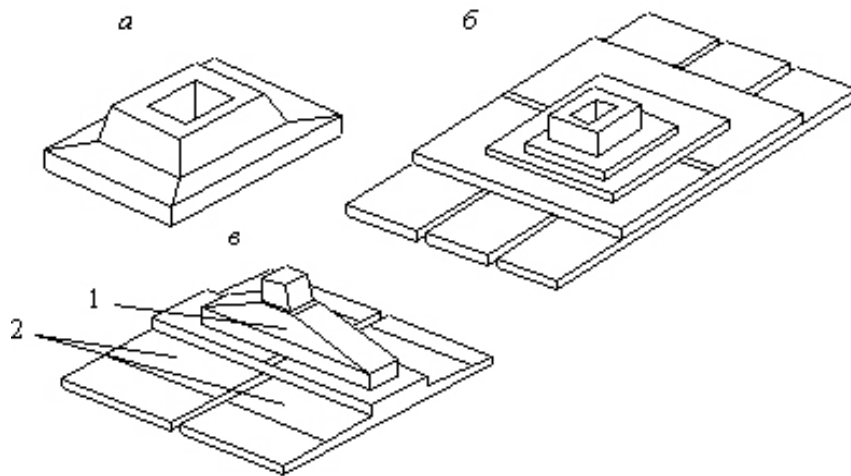


Рисунок 12.32 – Збірні залізобетонні фундаменти під колону:
а – одноблочний; *б, в* – складені; *1* – траверса; *2* – фундаментні плити

Збірні фундаменти виготовляють одноблочними та складними (рис. 12.32). Заміна одноблочних фундаментів складними обумовлена недостатньою вантажопідйомністю кранів або забрудненнями під час транспортування, однак техніко-економічні показники складних фундаментів нижче, ніж одноблочних.

Окремий фундамент у збірно-монолітному виконанні для збірних залізобетонних колон складається з монолітної плитної частини і збірного башмака (рис. 12.33, *а*) або стакана (рис. 12.33, *б*).

Для важконавантажених металевих колон одноповерхових промислових будівель розроблена конструкція фундаменту, у якій підколоник складається з плоских збірних плит, які виконують роль опалубки, і бетонного заповнення (рис. 12.33, *в*). Збірні плити закладають в плитну частину фундаменту і кріплять один до одного металевими тяжами. Характер навантаження і розміри поперечного перерізу підколоника дозволяють зосередити всю робочу арматуру в збірних плитах, які встановлюються за двома коротким сторонам підколоника. За неробочими сторонами передбачається дерев'яна опалубка.

До класу окремих фундаментів належать стовпчасті фундаменти під малонавантажені стіни одно-триповерхових будівель. Такі фундаменти зазвичай виконують з бетону, бутобетону, або бутового каменю. Розміри підшви у плані мають бути не менше 0,5 * 0,5 м.

Залежно від властивостей ґрунту основи, розмірів використовуваних фундаментних балок і конструктивних особливостей будівлі відстані між

стовпчастими фундаментами варіюються від 2 до 12 м (рис. 12.34, *а*). При кроці фундаментів менше 6 м як фундаментні балки використовують залізобетонні перемички (арматура 4...6 Ø 8 А1).

Існують конструктивні розробки окремих фундаментів і стін багатоповерхових безкаркасних будівель (рис. 12.34, *б*). Однак ефективність їхнього застосування знижуюча висока чутливість до нерівномірних деформацій і велика кількість складових елементів.

Для споруд із похилими опорними конструкціями, прикладом яких можуть бути елементи тришарнірної рами, розроблені збірні фундаменти з похилою підшовою (рис. 12.35).

Під залізобетонну колону прямокутного перерізу використовують збірно-складовий фундамент з двоелементною плитою та збірним підколонником (рис. 12.36).

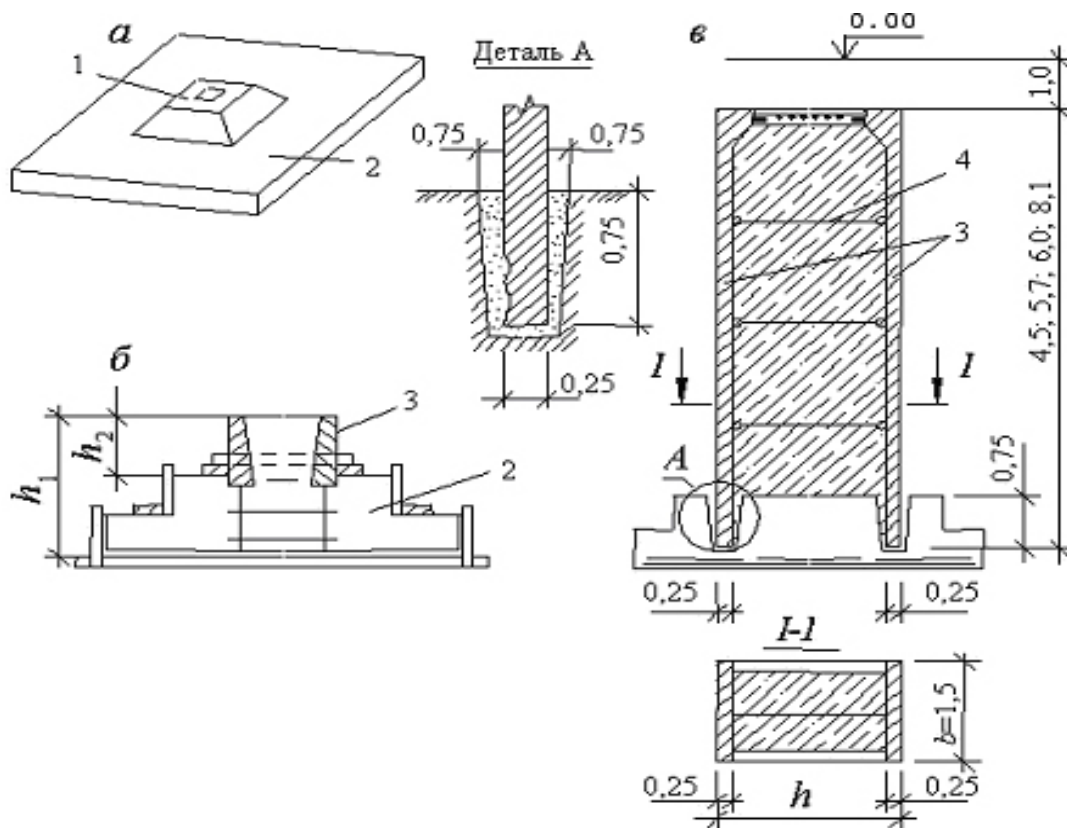


Рисунок 12.33 – Збірно-монолітні фундаменти: *а* – для збірних колон будівлі зі зв’язовим каркасом; *б* – для збірних колон одноповерхових промислових будівель; *в* – для сталевих колон промислової будівлі;

1 – збірний башмак під колону; *2* – монолітна плитна частина;

3 – залізобетонні плити; *4* – металеві тяжі

Нижні плити укладають на заздалегідь виконану піщану підготовку товщиною 100 мм із зазором 600 мм. При цьому розрахунковий опір ґрунту під підшовою фундаменту визначають як для суцільного фундаменту з розмірами, що дорівнюють розмірам двоелементної плити з зазором. Ексцентрично прикладене навантаження може бути причиною розвитку негативних крайових напруг під фундаментом, які призводять до відриву частини фундаментної плити від основи. Уникнути цього можливо за допомогою пристрою з анкерних паль, жорстко з'єднаних з фундаментом. Для цього в чотирьох точках фундаменту розташовують анкерні палі.

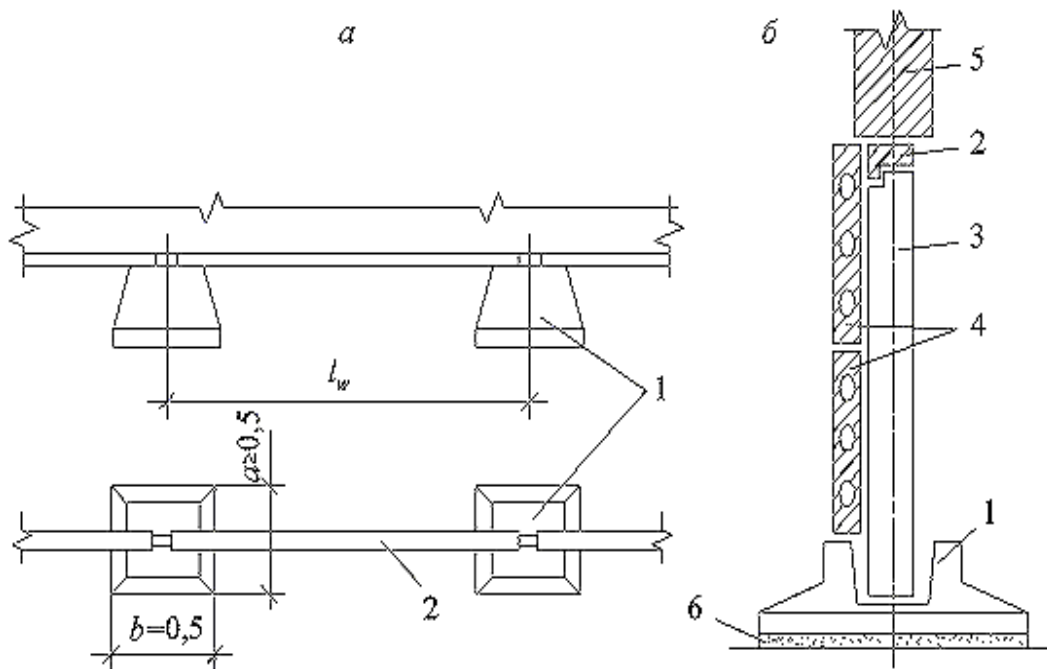


Рисунок 12.34 – Стовпчасті фундаменти під стіну: *а* – в безпідвальних будівлях; *б* – у будинках з підвалом; 1 – фундамент; 2 – фундаментна балка; 3 – стовбур; 4 – панелі; 5 – стіна; 6 – підготовка

Розміщують їх симетрично відносно площини дії моменту, а при постійних моментах їх влаштовують тільки з одного боку фундаменту, найбільш віддаленої від рівнодіючої зовнішнього навантаження (рис. 12.37).

Фундаменти з анкерами застосовують у різних ґрунтових умовах. Влаштування анкерів виконують у такій послідовності: буріння свердловини, очищення її стисненим повітрям, заповнення свердловини бетоном на три чверті висоти, встановлення анкерних стрижнів, повне заповнення свердловини бетоном.

Після досягнення бетоном необхідної міцності здійснюється натягнення анкерних стрижнів. У міцних ґрунтових основах як анкерні пристрої застосовують також буронабивні палі.

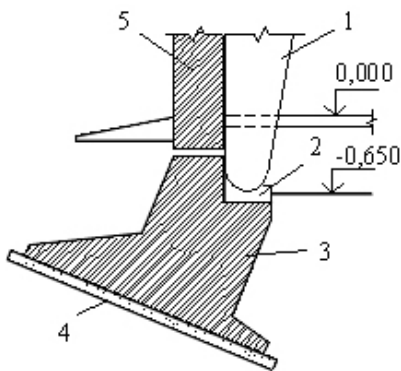


Рисунок 12.35 – Фундамент

з похилою підпошвою:

- 1 – рама; 2 – підбетонка;
3 – фундамент; 4 – підготовка;
5 – стінова панель

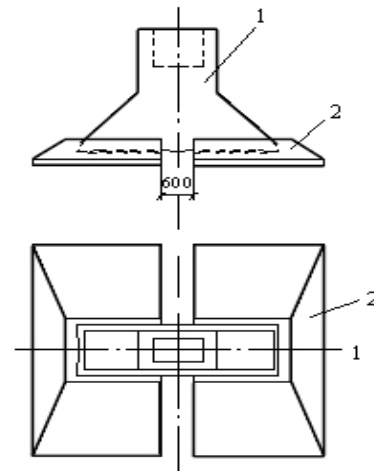


Рисунок 12.36 – Збірний

складовий фундамент:

- 1 – підколонник;
2 – плита

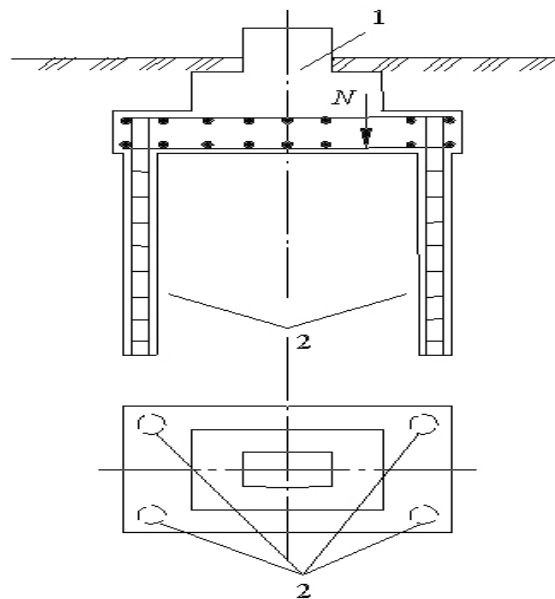


Рисунок 12.37 – Схема фундаменту з анкерами: 1 – фундамент; 2 – анкери

Разом із тим виконують жорстке з'єднання арматурного каркаса палі та фундаменту з наступним заповненням свердловини литим бетоном. Діаметр таких палей виконують 15 – 20 см, довжину – 2,0 – 4,0 м як анкери

використовують також забивні залізобетонні палі довжиною 5,0 – 6,0 м. Поздовжні арматурні стрижні у верхній частині палі оголюють, зварюють із каркасом фундаменту й бетонують. У рихлих ґрунтових умовах можуть застосовуватися буробетонні (рис. 12.38) і щільні (рис. 12.39) фундаменти.

Такі фундаменти вимагають попередньо підготовлених порожнин, які влаштовують спеціальним буровим обладнанням, пристосованим для пристрою неглибоких порожнин складної конфігурації в плані і по висоті.

Буробетонні фундаменти влаштовують шляхом попереднього буріння стовбура на глибину 3,0 – 5,0 м з подальшим розбуріванням порожнини, віробетонуванням і установленням арматурного каркасу стакану.

На відміну від відомих конструкцій буробетонні фундаменти включають у роботу бічні поверхні, які сприймають частину вертикального навантаження. Практика влаштування таких фундаментів показує, що їх несуча здатність збільшується в 1,5 рази порівняно з традиційними такої ж площі і глибини закладання.

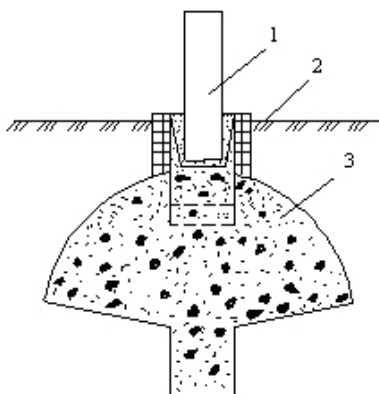


Рисунок 12.38 –
Буробетонний фундамент: 1 – колона; 2 – стакан; 3 – уширена частина фундаменту

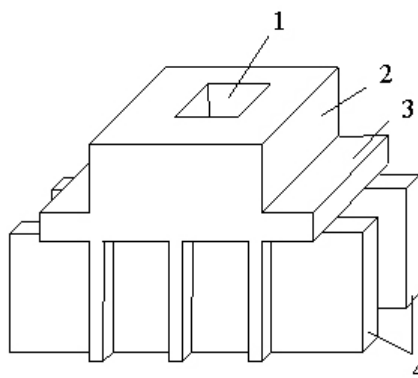


Рисунок 12.39 – Щільний просторовий фундамент: 1 – стакан; 2 – підколоники; 3 – плитна частина; 4 – вертикальні стінки

У практиці влаштування фундаментів під колони, паралельно з квадратною, прямокутною формою застосовують стовпчасті хрестоподібні фундаменти (рис. 12.40). Ґрунт у зоні вирізів таких фундаментів також бере участь у роботі, тому розрахунок їхньої основи проводять за зовнішніми габаритами, включаючи площу вирізів. Фундаменти споруд баштового типу (рис. 12.41) виконують із монолітного залізобетону.

До такого типу фундаментів належать: кругла, багатокутна або кільцева плита (ростверк), ребриста плита, оболонка, яка спирається на круглу або кільцеву плиту, конічна оболонка, яка спирається на ґрунт.

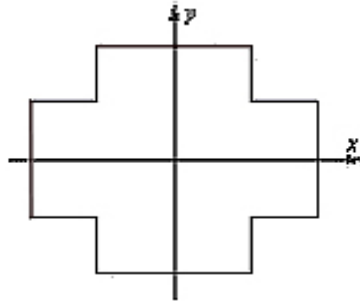


Рисунок 12.40 Схема хрестоподібного монолітного фундаменту

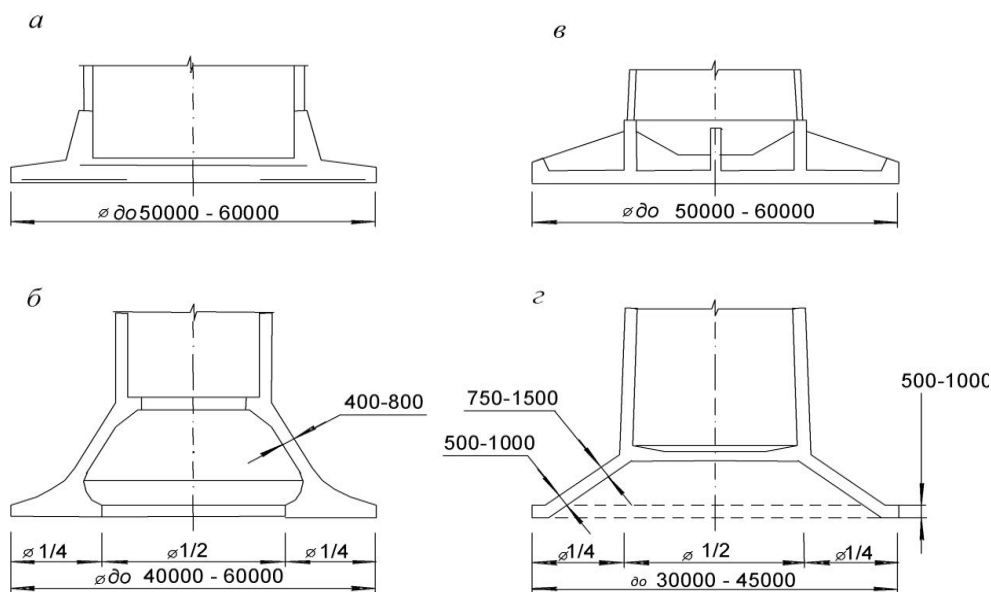


Рисунок 12.41 – Фундаменти під споруди баштового типу:

а – кругла кільцева плита; *б* – кільцева плита з конічною оболонкою; *в* – ребриста плита; *г* – конічна оболонка

Такий тип фундаментів застосовують для споруд висотою 100 і більше метрів залежно від ґрунтових умов. У разі недостатньо міцних ґрунтових основ для таких споруд застосовують кільцеві пальові ростверки. Циліндричні оболонки як продовження стовбура споруди є ефективними монолітними залізобетонними конструкціями, виконаними методом «ковзної опалубки». Залізобетонну плиту фундаменту виконують з важкого бетону марок В20 – В30, армованого арматурою сталі класу А400 з переходом на канати або пучки дроту.

12.7.6 Гідроізоляція фундаментів

За наявності капілярної вологи у ґрунті, фільтраційних і напірних підземних водах необхідно захищати підземні та надземні будівельні конструкції від вологісних впливів, для чого передбачають наступні заходи: гідроізоляцію; дренаж; використання як матеріал підземних конструкцій спеціальних бетонів із гідрофобними домішками.

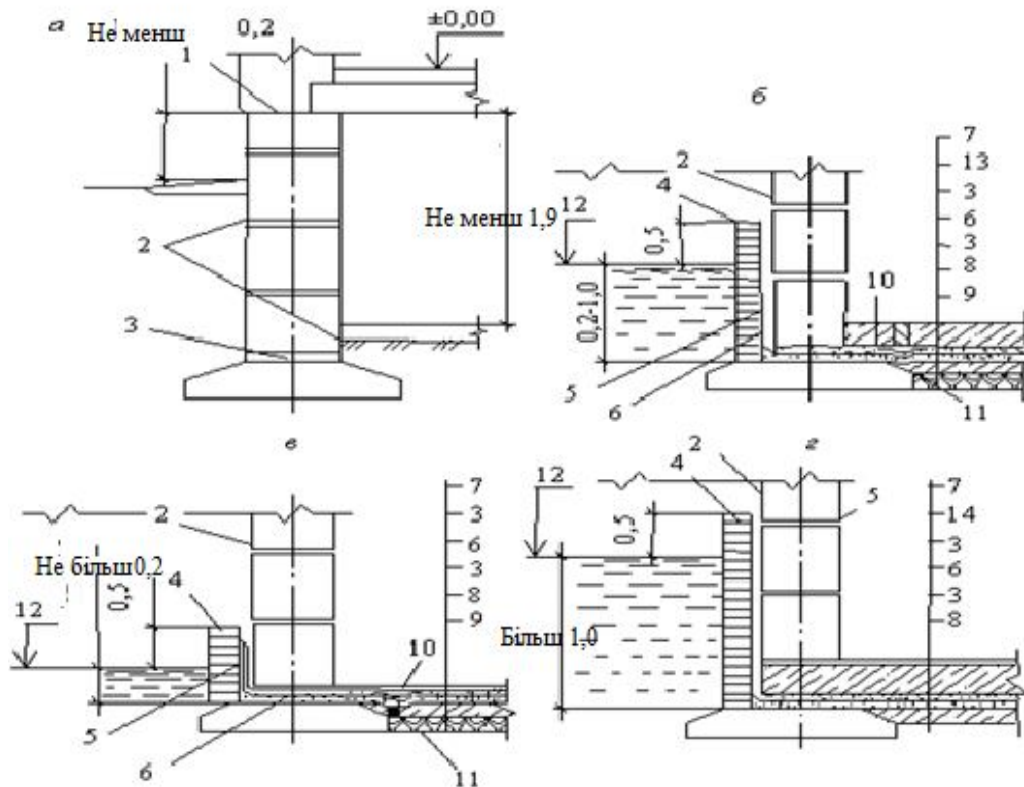


Рисунок 12.42 – Гідроізоляція стрічкових фундаментів: *а* – за рівня підземних вод нижче підосви фундаменту; *б* – за напору підземних вод 200 – 1000 мм; *в* – за напору підземних вод до 200 мм ; *г* – за напору підземних вод понад 1000 мм; 1 – два шари толю або гідроізолу на бітумній мастиці; 2 – обмазування гарячим бітумом за два рази; 3 – цементна стяжка з розчину співвідношення 1:2 товщиною 20 – 30 мм; 4 – захисна стяжка з червоної цегли; 5 – затірка цементним розчином; 6 – обклеювальна гідроізоляція; 7 – підлога підвалу; 8 – бетонна підготовка товщиною 100 мм; 9 – жирна м'ята глина; 10 – склотканина; 11 – деформаційний шов, що заповнюється бітумом; 12 – розрахунковий рівень підземних вод; 13 – пригрузочний шар бетону (товщина за розрахунком); 14 – залізобетонна плита (товщина за розрахунком)

Способи влаштування гідроізоляції стрічкових фундаментів різні. Відносно проста конструкція гідроізоляції у разі відсутності напірних підземних вод (рис. 12.42, *а*).

Горизонтальна обклеювальна ізоляція, укладається вище відмощування, захищає стіни верхньої будови. Вертикальні поверхні стін підвалу або технічного підпілля, дотичні з ґрунтом, обробляють обмазувальною гідроізоляцією. У рівні підготовки під підлогою підвалу укладають шар жирного цементно-піщаного розчину.

При рівні підземних вод вище підосви фундаментів гідроізоляцію влаштовують по зовнішньому і внутрішньому контуру підземних конструкцій, що знаходяться в зоні контакту з водою.

Зовнішня гідроізоляція представлена в трьох конструктивних варіантах залежно від величини напору води. У всіх варіантах бічний гідростатичний тиск сприймається стінами підвалу, а вертикальна обклеювальна гідроізоляція захищається від механічних пошкоджень цегляною стінкою (рис. 12.42, *б - г*).

Якщо напір перевищує 1000 мм, то гідростатичний тиск під підлогою підвалу сприймається залізобетонною плитою, розраховується як балкова плита під тиском рівномірно розподіленого навантаження (рис. 12.42, *г*).

12.7.7 Рекомендації щодо вибору типу фундаменту на природній основі

Розглядаючи можливі типи фундаментів, насамперед виходять із мінімальної глибини їх закладання. Ґрунтові умови, з огляду на їхню деформованість та несучу здатність, прийнято умовно поділяти на задовільні та слабкі. Це розділення проводять з урахуванням конкретної споруди, оскільки воно може відображати здатність шару ґрунту сприймати певні навантаження.

Не рекомендується використовувати як природні основи такі ґрунти: пісчані пухкі, пілувато-глинисті текучої консистенції або з коефіцієнтом пористості, які перевищують для супісків $e > 0,7$, суглинкові $e > 1,0$ та глини $e > 1,1$, а також мули, заторфовані й насипні ґрунти.

Визначаючи сфери застосування різних типів фундаментів та глибину їхнього закладання, керуються такими рекомендаціями:

1. При задовільних ґрунтових умовах для більшості житлових і цивільних будівель використовують стрічкові фундаменти неглибокого закладання на природній основі.

2. Застосування плитних фундаментів є економічним порівняно з роздільними або стрічковими фундаментами, якщо площа останніх перевищує 50 – 60 % площі забудови будівлі.

3. Глибина закладання стрічкових фундаментів зазвичай не перевищує 5 м.

4. Для багатопверхових великопанельних житлових будівель застосування стрічкових фундаментів обмежується однорідними за стисливістю основами, для яких поєднання показника мінливості α_E та середнього модуля деформації \bar{E} , МПа мають такі співвідношення:

$$\bar{E} = 7,5 \quad \alpha_E = 1,5;$$

$$\bar{E} = 15 \quad \alpha_E = 2,0;$$

$$\bar{E} = 30 \quad \alpha_E = 3,0.$$

5. За значних навантажень (більше 5 – 6 МН на фундамент) глибина закладання окремих фундаментів під колони може досягати 8 – 10 м.

6. Необхідно передбачати заглиблення фундаментів у несучий шар ґрунту не менше ніж на 0,1 – 0,5 м.

7. Рекомендується закладати фундаменти вище рівня підземних вод. При цьому виключається необхідність водовідливу і зберігається природна структура ґрунту.

8. У разі закладання фундаментів нижче рівня підземних вод потрібно забезпечити осушення котловану, використовуючи технологічне обладнання, що не допускає механічної суфозії, розпушення, порушення природньої структури ґрунту. Вартість зведення фундаментів у відкритих котлованах за такої умови зростає.

12.8 Вихідні дані для проектування фундаментів мілкового закладання

Для проектування фундаментів мілкового закладання необхідні такі вихідні дані:

а) навантаження: вертикальна F_v і горизонтальна F_h складові навантаження, а також момент у перерізі M на рівні обрізу фундаменту;

б) фізико-механічні характеристики ґрунтових нашарувань;

в) глибина закладання фундаменту. Навантаження на фундамент F_v , F_h , M обчислюють при розрахунку надземних конструкцій або встановлюють у припущенні статичної визначеності каркасу будівлі, збираючи навантаження з відповідних вантажних площ.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів визначають за даними лабораторних та польових випробувань. У розрахунок вводять також розрахункові характеристики ґрунтів. У деяких умовах деформативні та міцнісні параметри ґрунтів приймають за даними статистично обґрунтованих таблиць.

Необхідну глибину закладання фундаментів призначають на підставі аналізу характеру ґрунтових нашарувань, особливостей споруди та даних про сезонні зміни обсягу ґрунтів.

12.9 Визначення розмірів підшви фундаменту

Критерії вибору розмірів підшви та фундаменту

Розміри підшви фундаменту залежать від фізико-механічних властивостей ґрунтів основ, характеру навантажень і особливостей несучих конструкцій будівель, що передають ці навантаження на фундамент.

Критерії вибору розмірів підшви фундаменту ґрунтуються насамперед на вимогах розрахунку основ за граничними станами. Згідно з ДБН В 2.1-10-2009 розрахунок осад здійснюють у припущенні лінійної деформованості основи, яка реалізується у разі виконання таких умов:

а) для центрально-навантажених фундаментів:

$$p \leq R; \quad (12.53)$$

б) для позацентрово-навантажених фундаментів під час дії згинального моменту щодо кожної вісі підшви фундаменту:

$$p_{max} \leq 1,2 R; \quad (12.54)$$

в) для кутової точки позацентрово-навантаженого фундаменту:

$$p_{max,c} \leq 1,5R; \quad (12.55)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту від зовнішнього навантаження; p_{max} – максимальний крайовий тиск на грані подошви фундаменту від зовнішніх навантажень; $p_{max,c}$ – максимальний тиск у кутовій точці подошви фундаменту; R – розрахунковий опір ґрунту основи.

Крім того, встановлені певні обмеження для співвідношення крайових тисків p_{max} / p_{min} на гранях подошви позацентрово-навантаженого фундаменту залежно від характеру навантажень. Розрізняють такі випадки (рис. 12.43):

а) для фундаментів колон будівель, обладнаних мостовими кранами вантажопідйомністю 750 кН і вище, а також для фундаментів колон відкритих кранових естакад при кранах вантажопідйомністю вище 150 кН, для споруд баштового типу і для всіх видів будівель у разі основ з розрахунковим опором $R < 0,15$ МПа розміри подошви фундаментів рекомендується призначати такими, щоб епюра контактних тисків була трапецієподібною з співвідношенням крайових тисків:

$$p_{min} / p_{max} \geq 0,25; \quad (12.56)$$

б) у більшості випадків допускається трикутна епюра, але без відриву подошви фундаменту від ґрунту, тобто умова:

$$p_{min} = 0 \text{ або } p_{min} / p_{max} \geq 0; \quad (12.57)$$

в) іноді (наприклад, в обмежених умовах виконання робіт, за дії монтажних навантажень) допускається двозначна епюра тисків, що уможливорює відривання подошви фундаменту; одночасно має дотримуватися нерівність:

$$|p_{min} / p_{max}| \leq 0,25. \quad (12.58)$$

12.10 Розрахункові залежності

Зважаючи на лінійний розподіл тиску під подошвою фундаменту (рис. 12.43), використовують такі формули для визначення середнього і крайових тисків:

– середній тиск визначають:

$$p = \gamma_{c,s} d_I + F_v / A, \quad (12.59)$$

де $\gamma_{c,s}$ – усереднена питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах; звичайно $\gamma_{c,s} = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$; d_I – глибина закладання фундаменту; F_v – результуюча вертикальна сила на обрізі фундаменту; A – площа подошви фундаменту;

– крайові тиски визначають за відомою з опору матеріалів формулою:

$$p_{\max} = p \pm M_x / W_x \pm M_y / W_y, \quad (12.60)$$

\min

де W_x та W_y – відповідно моменти опору подошви фундаменту відносно вісей (рис. 12.43).

Для фундаментів:

– прямокутних:

$$W_x = b^2 l / 6, \quad (12.61)$$

$$W_y = l^2 b / 6, \quad (12.62)$$

– круглих:

$$W = \pi r^3 / 4, \quad (12.63)$$

– стрічкових:

$$W = b^2 / 6. \quad (12.64)$$

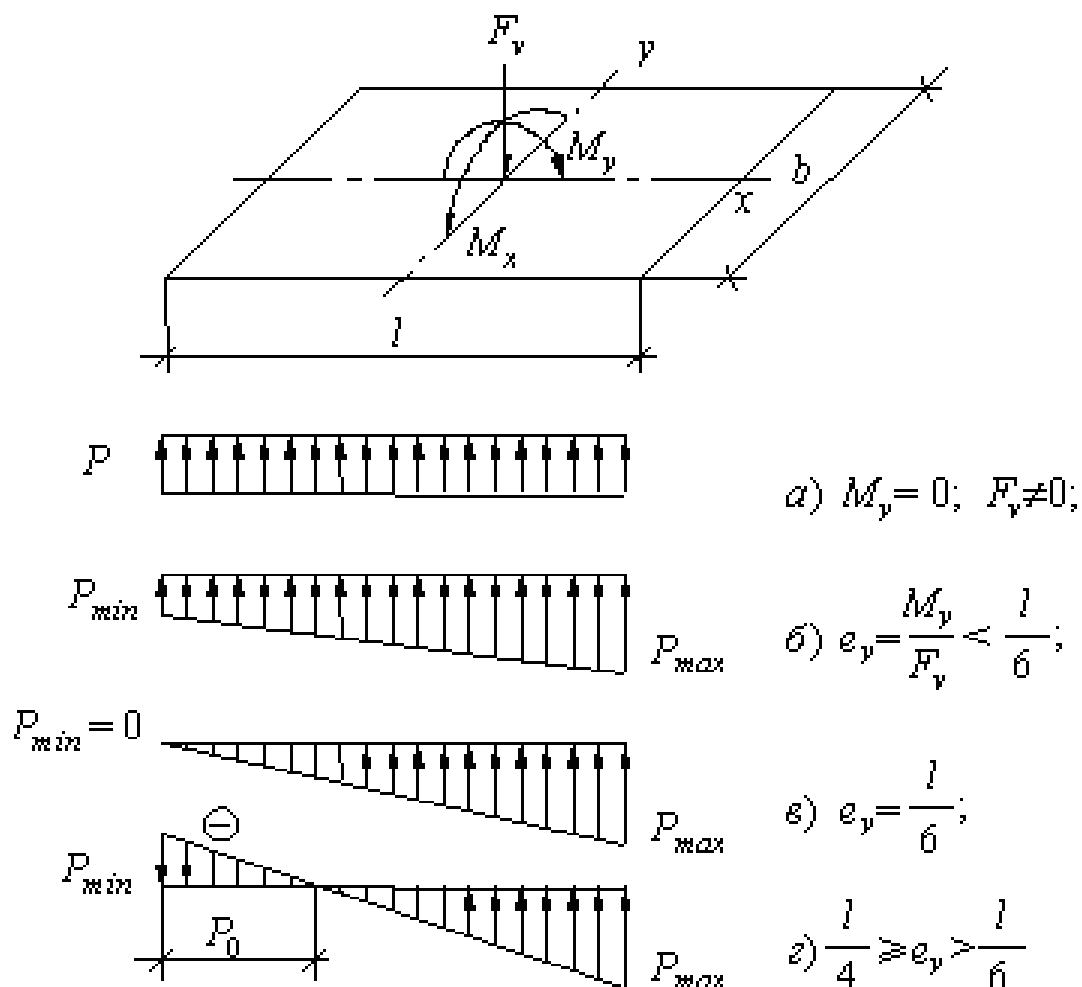


Рисунок 12.43 – Схема сил та епюр тисків по підшві фундаменту за дії центральних та позацентральных навантажень

Якщо допускається відрив підшви фундаменту, то максимальний крайовий тиск $p_{max,l}$ (для моменту вздовж сторони) визначається за формулою:

$$p_{max,l} = 2F_{v,b} / 3bl_o, \quad (12.65)$$

де $F_{v,b}$ – сумарне вертикальне навантаження на рівні підшви фундаменту; l_o – довжина зони відриву ($l_o \leq 0,25l$, що впливає з формули (12.58).

Таблиця 12.12 – Коефіцієнти умов роботи у разі визначення розрахункового опору ґрунту основи

Ґрунти	γ_{c1}	γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схеми при відношенні довжини споруди або його відсіку до висоти L/H , що дорівнює	
		4 та більше	1,5 та менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пілуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пілуваті:			
менш вологі й вологі	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	
Пилувато-глинисті, а також великоуламкові з пилувато-глинистим заповнювачем із показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те саме за $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Те саме за $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
Примітки:			
1. Для будівель із гнучкою конструктивною схемою $\gamma_{c2} = 1$.			
2. За проміжних значень L/H коефіцієнт γ_{c2} визначають інтерполяцією.			

Розрахунковий опір ґрунту основи R , що визначається за формулою (Е.1) ДБН В 2.1-10-2009 (додаток Е), характеризує граничний рівень напружень у ґрунті, за якого основу ще можна вважати лінійно-деформованим середовищем. Ця формула для практичних розрахунків має вигляд:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_I \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (12.66)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} – відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи та будівлі у взаємодії з основою (табл. 12.12); k – коефіцієнт, що враховує спосіб визначення характеристик міцності ґрунту під подошвою ϕ_{II} та c_{II} ; M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, що залежать від значення кута внутрішнього

тертя ґрунту під подошвою фундаменту (табл. 12.13); k_z – коефіцієнт, що залежить від розміру подошви фундаменту; b – ширина подошви фундаменту; γ_{II} та γ'_{II} – усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, залягаючих відповідно нижче і вище подошви фундаменту; c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту; d_I – розрахункове значення глибини закладання фундаменту; d_b – розрахункове значення глибини підвалу.

Таблиця 12.13 – Безрозмірні коефіцієнти при визначенні розрахункового опору ґрунту основи

Розрахункове значення кута внутрішнього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти			Розрахункове значення кута внутрішнього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,66	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,19	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,90	4,65	7,14
5	0,08	1,31	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,24	7,67
7	0,12	1,47	3,81	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,90	31	1,24	5,97	8,25
9	0,16	1,63	4,05	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,78	8,87
11	0,20	1,83	4,29	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	35	1,67	7,69	9,59
13	0,25	2,05	4,56	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,84	10,38
15	0,32	2,29	4,85	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	39	2,28	10,10	11,26
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,84	11,74
18	0,43	2,72	5,31	41	2,66	11,63	12,25
19	0,47	2,88	5,48	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,50	13,34
21	0,55	3,24	5,84	44	3,37	14,50	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,65	15,64	14,64

Підстановка розрахункових залежностей (12.59, 12.60, 12.61) в умови (12.53, 12.54) дозволяє розв'язати задачу про визначення розмірів підшви фундаменту. Водночас мають бути задоволені вимоги однієї з умов (12.56 – 12.58) при співвідношенні крайових напружень під підшовою фундаменту.

Обчислення здійснюються у такий спосіб:

– для центрально навантаженого фундаменту вираз (12.60) записують у вигляді:

$$A = F_v / (R_i - \gamma_{c,s} d), \quad (12.67)$$

– для стрічкового фундаменту, що розраховується на 1 м довжини від навантаження f :

$$b_i = f / (R_i - \gamma_{c,s} d), \quad (12.68)$$

– для квадратного (зазвичай центрально навантаженого) фундаменту:

$$b_{i,sq} = \sqrt{F_v / (R_i - \gamma_{c,s} d)}. \quad (12.69)$$

12.11 Рекомендації за призначенням розрахункових параметрів під час визначення ширини підшви фундаменту

Поперечний перетин фундаменту прив'язують до геологічного розрізу (рис. 12.44). У формулу вводять розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунту γ_{II} , γ'_{II} , c_{II} та φ_{II} . За відсутності – користуються табличними значеннями характеристик ґрунтів.

Характеристики c_{II} та φ_{II} знаходять для шару ґрунту, розташованого під підшовою фундаменту до глибини z_R , яка для фундаментів із шириною підшви $b < 10$ м дорівнює $z_R = 0,5b$, а для фундаментів $z b \geq 10$ м – $z_R = 4 + 0,1b$.

Таблиця 12.14 – Коефіцієнт k_d , що збільшує розрахунковий опір основи, для деяких видів стрічкових фундаментів

Вид стрічкового фундаменту	Коефіцієнт k_d для пісків (крім пухких) і пилувато-глинистих ґрунтів за коефіцієнта пористості e та показника текучості I_L		
	$e < 0,5$ $I_L < 0$	$e = 0,6$ $I_L = 0,25$	$e \geq 0,7$ $I_L \geq 0,5$
Переривчастий з прямокутними плитами	1,3	1,15	1,0
Із плит із кутовими вирізами	1,3	1,15	1,15
<i>Примітка.</i> Для проміжних значень e та I_L коефіцієнт k_d приймається по інтерполяції			

Якщо товщина ґрунтів, розташованих нижче підосви фундаменту або вище її, неоднорідна по глибині, то приймають середньозважені значення її характеристик:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (12.70)$$

де \bar{X} – середньозважене значення якої-небудь характеристики ґрунтів; X_i – значення характеристики i -го інженерно-геологічного шару; h_i – потужність i -го шару; n – кількість геологічних пластів вище або нижче підосви фундаменту.

Коригувальні коефіцієнти. Це коефіцієнт $k = 1,0$, якщо розрахункові характеристики ґрунтів визначалися за результатами безпосередніх випробувань ґрунтів будівельного майданчика, і $k = 1,1$, якщо випробування ґрунтів не проводилися, а використовувалися дані статистично обґрунтованих у таблицях В.1, В.2, В.3 додатка В, ДБН 2.1-10-2009. Якщо $k = 1,1$, то розрахункові значення фізико-механічних параметрів ґрунту допускається приймати такими, що дорівнюють нормативним.

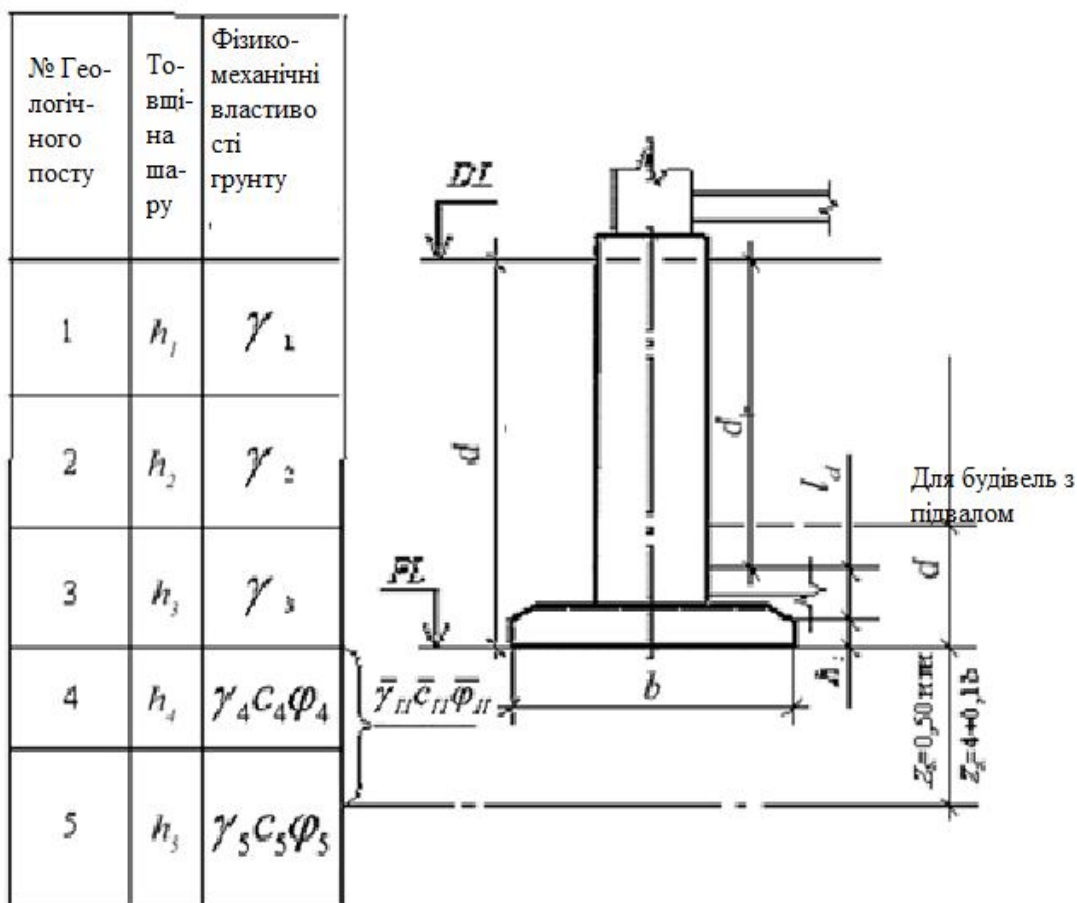


Рисунок 12.44 – Схема визначення розрахункового опору ґрунту

Значення коефіцієнтів умов роботи γ_{c1} та γ_{c2} приймають за таблицею 12.12. Користуючись цією таблицею, необхідно враховувати такі рекомендації:

– будівлі (або споруди), конструкції яких сприймають додаткові зусилля від деформацій основи без порушення експлуатаційної придатності, називають *будівлями (спорудами) із жорсткою конструктивною схемою*. До них належать:

а) будівлі панельні, блочні, цегляні, у яких міжповерхові перекриття спираються по всьому контуру на поперечні та поздовжні стіни або тільки на поперечні за малому їхньому кроці;

б) споруди баштового типу (наприклад, домни, димові труби);

– будівлі (споруди), для яких передбачені спеціальні конструктивні заходи, що забезпечують сприйняття додаткових зусиль від деформацій основи, також належать до будівель (споруд) із жорсткою конструктивною схемою.

За проміжних значень відношення довжини будівлі (споруди) L до його висоти H значення коефіцієнта γ_{c2} для жорстких будівель визначають інтерполяцією.

До будівель із гнучкою конструктивною схемою зараховують одноповерхові і малоповерхові будівлі з шарнірним сполученням елементів каркаса (наприклад, одноповерхові промислові будівлі в збірному залізобетоні). Для них коефіцієнт $\gamma_{c2} = 1$.

Коефіцієнт k_z , що залежить від ширини підосви фундаменту b , призначають таким, що дорівнює:

$$k_z = 1 \text{ за } b < 10 \text{ м}; k_z = z_o / b + 0,2 \text{ (тут } z_o = 8 \text{ м)} \text{ за } b \geq 10 \text{ м}.$$

Розрахункова глибина закладання фундаментів і розрахункова глибина підвалу. Для безпідвальних будівель глибину закладання фундаменту d_I приймають рівною відстані від планувальної відмітки до підосви фундаменту. Для будівель із підвалом під час призначення d_I обчислюють наведену глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу за формулою:

$$d_{I(b)} = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (12.71)$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище підосви фундаменту з боку підвалу; h_{cf} – товщина конструкцій підлоги підвалу; γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу з коефіцієнтом надійності по ґрунту $\gamma_g = 1$.

Якщо $d_{I(b)}$, обчислене за формулою (12.71), виявиться меншою глибини закладання фундаменту від рівня планування d (рис. 12.45, а), то приймають $d_I = d_{I(b)}$. В іншому випадку, якщо $d_{I(b)} > d$ (рис. 12.45, б), то беруть $d_I = d$.

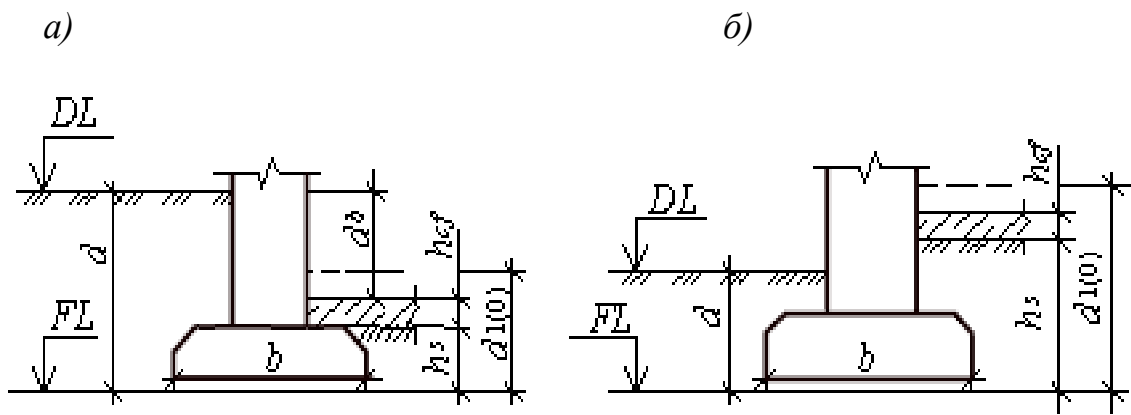


Рисунок 12.45 – Схеми визначення розрахункової глибини підвальних будівель за: $a - d > d_I(b)$; $b - d < d_I(b)$

Розрахункова глибина підвалу d_b – це параметр, який використовується для оцінки ущільнювального ефекту природного тиску ґрунту, який спостерігається навіть після розробки котловану під фундаменти. Параметр d_b , що збільшує розрахунковий опір, беруть до уваги для будівель шириною $B \leq 20$ м, якщо $d_I(b) < d$, (рис. 12.45, а); при цьому d_b призначають рівним відстані від рівня планування до підлоги підвалу, але не більше 2 м.

Для будівель шириною $B > 20$ м або за $d_I(b) > d$ (рис. 12.45, б) $d_b = 0$ (рис. 12.45, б)

12.12 Порядок визначення розмірів підшви фундаменту

Встановлюють навантаження на обрізі фундаменту: F_v – результуючи вертикальну силу; M_x та M_y – згинальні моменти відносно вісей x та y ; $F_{h,x}$ та $F_{h,y}$ – горизонтальні сили вздовж вісей x та y .

Визначають згинальні моменти на рівні підшви:

$$M_{x,f} = M_x \pm F_{h,x}d_I, \quad (12.72)$$

$$M_{y,f} = M_y \pm F_{h,y}d_I, \quad (12.73)$$

де d_I – глибина закладання фундаменту.

Визначають ширину підосви b при дії тільки центрального навантаження F_v . Розрахунок виконують методом послідовних наближень, заповнюючи схему-таблицю (рис. 12.46).

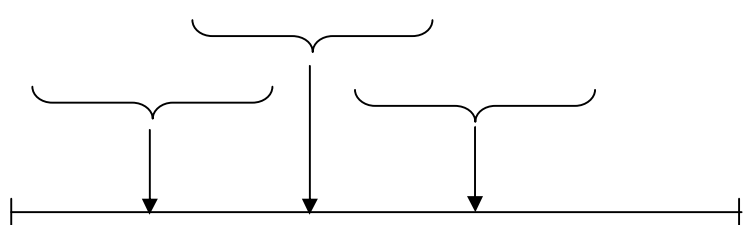
Розраховуються параметри	Цикли обчислень				
	I	II	III	IV	та ін.
Вихідні значення R_i	R_0	R_1	R_2	R_3	...
Отримані значення b_i та R_i за формулами (12.21 - 12.24) та (8.18)	$b_1; R_1$	$b_2; R_2$	$b_3; R_3$	$b_4; R_4$...
 <p>Перевірка умови $1 - b_i / b_{i-1} \leq 0,10$</p>					

Рисунок 12.46 – Схема розрахунку ширини підосви фундаменту методом послідовних наближень

У циклі I як вихідне значення R використовують R_0 , яке залежності від типу фундаменту підставляють в одну з формул (12.51, 12.52.1). Отримавши значення b_1 , підставляють його у формулу (9.18) і визначають R_1 . Для циклу II вихідним значенням $R \in R_1$, що підставляють в одну з формул (12.51-12.52.1), і визначають b_2 . Порівнюють b_1 та b_2 ; якщо розбіжність між ними не перевищує 10 %, тоді ширину підосви при дії центрального навантаження приймають рівною b_2 . У іншому випадку обчислення продовжують до того часу, поки виконується умова:

$$|1 - b_i / b_{i-1}| \leq 0,10. \quad (12.74)$$

Значення крайових напружень $p_{max} p_{min}$ визначається за формулою (12.60). У разі невиконання цих обмежень послідовно збільшують розміри підосви фундаменту.

12.13 Перевірка міцності підстильного шару

Основним критерієм прийняття рекомендованих ДБН 2.1-10-2009 методів розрахунку деформацій є виконання вимоги про те, що напруга в будь-якій точці стискуваної товщі σ_z не повинна перевищувати розрахунковий опір ґрунту R_z :

$$\sigma_z \leq R_z. \quad (12.75)$$

Наявність у межах стискуваної товщі менше міцного ґрунту, ніж ґрунт під підошвою фундаменту, викликає необхідність перевірки умови (12.75) на покрівлі слабкого шару. Тиск p_z , який передається на покрівлю підстильного шару, що складається з вертикального від власної ваги ґрунту напруги σ_{zg} і вертикального додаткової напруги σ_{zp} :

$$\sigma_z = p_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}. \quad (12.76)$$

Розрахунковий опір ґрунту на покрівлі слабкого шару, що залягає на глибині z від рівня денної поверхні, визначається залежністю стосовно до деякого умовного фундаменту, розміри якого в плані приймаються з урахуванням лінійного розподілу додаткового тиску від запроектованого фундаменту на рівні покрівлі слабкого шару. Отже, площа підошви умовного фундаменту:

$$A_z = F_v / \sigma_{zp}, \quad (12.77)$$

де F_v – вертикальне навантаження, що передається на основу запроектованим фундаментом.

Ширину підошви b_z умовного фундаменту знаходять за виразом:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (12.78)$$

де a – визначається розмірами підошви запроектованого фундаменту: $a = (l - b)/2$; l та b – відповідно довжина і ширина запроектованого фундаменту.

Для стрічкового фундаменту, навантаження на який розраховується на 1 м довжини, ширина підшви умовного:

– прямокутного фундаменту:

$$b_z = f / \sigma_{zp}, \quad (12.79)$$

– квадратного фундаменту:

$$b_z = \sqrt{A_z}. \quad (12.80)$$

Приймається такий порядок перевірки менш міцного підстильного шару:

1. Використовуючи рекомендації, викладені в описі методу розрахунку осад основи пошаровим підсумовуванням визначають значення напружень від власної ваги ґрунту і додаткового напруження на глибині залягання підстильного шару.

2. Знаходять ширину умовного фундаменту за формулами (12.77, 12.78); для стрічкового фундаменту використовують формулу (12.79), для квадратного – формулу (12.80).

3. Перевіряють виконання умови (12.75).

4. У разі невиконання умови (12.75) збільшують розміри підшви запроектованого фундаменту і перевірку слабкого підстильного шару проводять спочатку.

12.14 Розрахунки кренів фундаментів

Основними причинами, що викликають крен фундаментів, є такі: силові фактори (рис. 12.46), неоднорідність ґрунтових нашарувань у межах підшви фундаменту (рис. 12.47), нерівномірна додаткова осада, викликана сусідніми фундаментами (рис. 12.48).

Розрахункові залежності, за якими визначають крени від дії моментів зовнішніх сил, що базуються на рішеннях за моделями лінійно-деформованого півпростору та лінійно-деформівного шару кінцевої товщини. Вибір моделі основи залежить від характеру ґрунтових нашарувань і розмірів підшви фундаменту. Критерії вибору моделі ті ж, що і під час вибору методу розрахунку вертикальних деформацій.

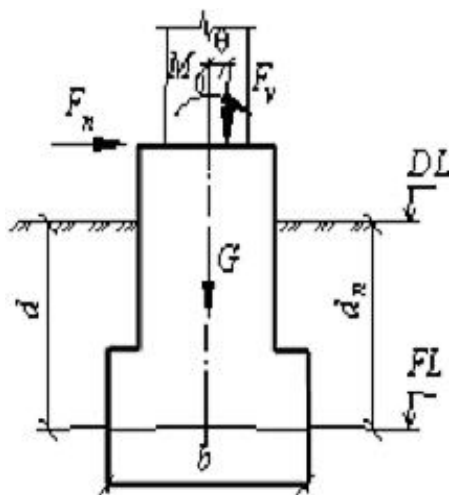


Рисунок 12.46 – Схема силових факторів на обрізі фундаменту, що викликають крен

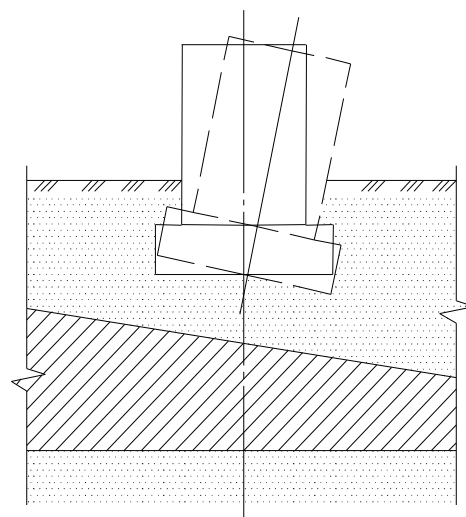


Рисунок 12.47 – Вплив нашарувань шарів ґрунту на крен фундаменту

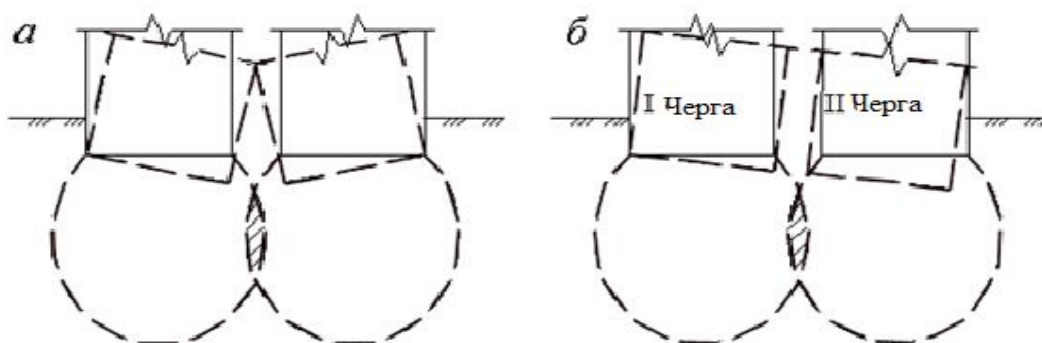


Рисунок 12.48 – Деформації від взаємного впливу розташованих поряд фундаментів: *а* – у разі одночасного зведення; *б* – у разі зведення в дві черги

Формули розрахунку кренів отримані для однорідної основи, тому в разі шаруватої стискуваної товщі механічні характеристики ґрунту, що вводяться у розрахунок приймаються середньозваженими. Розрахункові залежності для обох моделей основи мають однаковий вигляд:

– крен щодо повздовжньої вісі прямокутного фундаменту:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E_d k_m} k_l \frac{M_l}{(l/2)^3}, \quad (12.81)$$

– крен щодо поперечної вісі прямокутного фундаменту:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{\bar{E}_d k_m} k_b \frac{M_b}{(b/2)^3}, \quad (12.82)$$

– крен круглого фундаменту:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{\bar{E}_d k_m} k_d \frac{M_d}{(d/2)^3}, \quad (12.83)$$

де M_l, M_b, M_d – сумарні моменти від силових факторів, що викликають повертання щодо відповідної вісі підшви; d, b, l – відповідно діаметр, велика і менша сторона підшви фундаменту, у напрямку яких діє момент від силових факторів; \bar{E}_d – середнє у межах стискуваної товщі значення модуля деформації; $\bar{\nu}$ – середнє у межах стисливої товщі значення коефіцієнта Пуасона (див. формулу 12.84); k_l, k_b – коефіцієнти, що залежать від співвідношення сторін η підшви фундаменту $\eta = l/b$ і приведеної глибини стискаємого шару $\zeta' = 2H/b$ (табл. 12.15, 12.16); у разі використання моделі лінійно-деформованого півпростору значення η та ζ' приймають по графі $\zeta' = \infty$; k_r – коефіцієнт, що залежить від співвідношення потужності стискуваного шару до радіусу фундаменту $\zeta = H/r$ (табл. 12.17); k_m – коефіцієнт умов роботи основи, що залежить від ширини підшви b , м фундаменту (у разі використання моделі лінійно-деформівного шару за $10 \leq b \leq 15$ $k_m = 1,35$; за $b > 15$ $k_m = 1,5$; в інших випадках $k_m = 1$).

Середні в межах активної зони значення коефіцієнта Пуасона $\bar{\nu}$ визначають як середньозважені:

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H, \quad (12.84)$$

де ν_i – коефіцієнт Пуасона i -го шару ґрунту (для великоуламкового ґрунту – 0,27, пісків і супісків – 0,30, суглинків – 0,35, глин – 0,42); h_i – товщина

i -го шару ґрунту; n – кількість шарів у межах стискуваної товщі потужністю H .

Таблиця 12.15 – Коефіцієнт k_l під час розрахунків кренів прямокутних фундаментів

$\eta = \frac{l}{b}$	k_l за $\zeta' = 2H/b$, що дорівнює							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
1,0	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
2,0	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
3,0	0,33	0,56	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
5,0	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
10,0	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00

Крен фундаменту внаслідок нерівномірної стисливості або впливу сусідніх фундаментів визначають як різницю осаду середніх або кутових точок протилежних сторін фундаменту, віднесену до відстані між точками, у яких варто очікувати осад:

$$i = (s_1 - s_2)/l, \quad (12.85)$$

де s_1 та s_2 – осада основи під серединами або кутами протилежних сторін підосви фундаменту; l – відстань між точками, у яких визначалися осад (м).

Таблиця 12.16 – Коефіцієнт k_b при розрахунку кренів прямокутних фундаментів

$\eta = \frac{l}{b}$	k_b за $\zeta' = 2H/b$, що дорівнює							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
1,0	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
2,0	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
3,0	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
5,0	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
10,0	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07

Таблиця 12.17 – Коефіцієнт k_r під час розрахунків кренів круглих фундаментів

$\zeta = H/r$	0,25	0,5	1	2	3... ∞
k_r	0,26	0,43	0,63	0,74	0,75

Якщо основа моделюється лінійно-деформованим напівпростором, то осад s_1 та s_2 визначають методом пошарового підсумовування із використанням методу кутових точок, що дозволяє установити осад у будь-якій точці поверхні основи. Якщо основа моделюється лінійно-деформованим шаром, то осад у заданих середніх або кутових точках фундаменту знаходять, використовуючи метод кутових точок під час оцінювання впливу сусідніх фундаментів.

За наявності декількох факторів, що викликають повертання фундаменту, повне значення крену визначають підсумовуванням відповідних величин i_k , отриманих за формулами (12.81 – 12.83, 12.85):

$$i_{sum} = \sum_{k=1}^n i_k, \quad (12.86)$$

де n – кількість факторів, що викликають крен.

У результаті розрахунку крену фундаменту має бути забезпечено основну умову розрахунку за деформаціями, що в цьому випадку має вигляд:

$$i \leq i_u. \quad (12.87)$$

При визначенні фактичних і призначення гранично допустимих кренів (як в інших видах деформацій) необхідно враховувати конструктивні особливості верхньої будови і фундаментів. Важливу роль відіграють жорсткість надземних конструкцій і спосіб їх з'єднання з фундаментом. Крен споруд великої жорсткості, які під час взаємодії з основою повертаються як єдине ціле (наприклад, елеватори, башти), а також крен фундаментів, шарнірно з'єднаний з верхом будови, визначають без урахування перерозподілу навантажень у результаті спільної роботи основи і споруди. Крен фундаментів, у які закладаються вертикальні

несучі елементи кінцевої жорсткості (наприклад, колони, стійки), необхідно розглядати, враховуючи перерозподіл навантажень, викликаних піддатливістю основи. Граничні значення крену призначають з огляду на несучу здатність і допустиму деформативність вертикальних елементів, що стикаються з фундаментом.

Розглянуті розрахункові формули з визначення кренів фундаментів отримані в припущенні, що фундамент знаходиться на поверхні деформованої основи.

ГЛАВА 13 ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

У сучасному будівництві пальові фундаменти широко застосовуються. Цей вид фундаментів може бути ефективно використаний як у надійних ґрунтових умовах, так і у випадках, коли несучі шари ґрунту залягають на значній глибині.

13.1 Загальні положення

Палі становлять занурені в ґрунт або влаштовані в пробурених у ґрунті свердловинах тонкі стійки (стержні), призначенням яких є передача навантаження від споруди на більш щільні шари ґрунту. Група паль, об'єднана зверху (по головах паль) розподільною плитою, званої *ростверком*, утворює паловий фундамент.

Застосування цього виду фундаментів дозволяє:

- 1) прорізати слабкі шари ґрунту або шари, які піддаються розмиву, передати навантаження на більш міцний ґрунт;
- 2) уникнути нерівномірних осад як основ, так і споруд;
- 3) значно скоротити обсяг земляних робіт;
- 4) забезпечити стійкість споруд, що піддаються дії горизонтальних навантажень;
- 5) під час реконструкції будівель перерозподілити тиск від них на основу.

За характером передачі тиску будови (будівлі або споруди) на основу розрізняють палі-стійки і палі тертя (зависні).

Палі-стійки пронизують всю товщу слабких ґрунтів і спираються на практично нестискувані шари ґрунту (скельні, полускельні, крупноуламкові ґрунти, галька, гравій та ін) (рис. 13.1, а).

Оскільки палі-стійки спираються на нестискуваний ґрунт, під час їхнього завантаженні силою N вони практично не отримують вертикального переміщення. З цієї причини між бічною поверхнею палі і ґрунтом відсутнє тертя, якщо не враховувати поздовжніх деформацій самого стовбура палі. У зв'язку з цим прийнято вважати, що палі-стійки передають тиск тільки через нижнє вістря (п'яту) і працюють як стиснуті стержні в пружному середовищі.

Палі тертя (завислі) (рис. 13.1, б) прорізають слабкі шари ґрунту і входять вістря (п'ятою) в щільні ґрунти. Несуча їхня здатність

забезпечується завдяки тертю ґрунту по бічній поверхні (F_f) і опору ґрунту під вістрям (п'ятою) палі (F_R):

$$F_d = F_R + F_f. \quad (13.1)$$

Рекомендується занурювати вістрі (п'яту) завислих паль у щільний шар ґрунту не менше ніж на 1,0-2,0 м.

13.1.1 Види пальових фундаментів

Наразі відомо велика кількість різновидів типів паль, що відрізняються за матеріалом, формою поперечного і поздовжнього перерізу, конструкції, способу виготовлення і занурення.

Несучу здатність пальового фундаменту приймають залежно від величини і характеру передачі навантаження від споруди. З огляду на ці фактори здійснюється підбір довжини паль, кількість і характер їхнього розташування в плані.

Фундаменти з *одиначних паль* застосовують під легкі споруди (одноповерхові будівлі), коли навантаження від колони або стику панелей сприймає одна паля. Іноді палі є одночасно колонами будівлі. Такі конструкції називають *палями-колонами*.

За матеріалом палі можуть бути: залізобетонні, бетонні, дерев'яні, металеві, ґрунтові, комбіновані та ін. (рис. 13.4).

За способом занурення сваї поділяються на:

а) *забивні* – виготовлені на заводі, доставлені до місця будівництва і занурені на проектну відмітку шляхом забивання, віброзануренням або іншим способом;

б) *набивні* – влаштовують у проектному положенні безпосередньо на будмайданчику з бетону, піску, глинистого ґрунту, ґрунтоцементу та ін. ;

в) *особливий вид паль* – камуфлетні, буронабивні й гвинтові.

Стрічкові пальові фундаменти влаштовують під стінами будівель та іншими протяжними конструкціями.

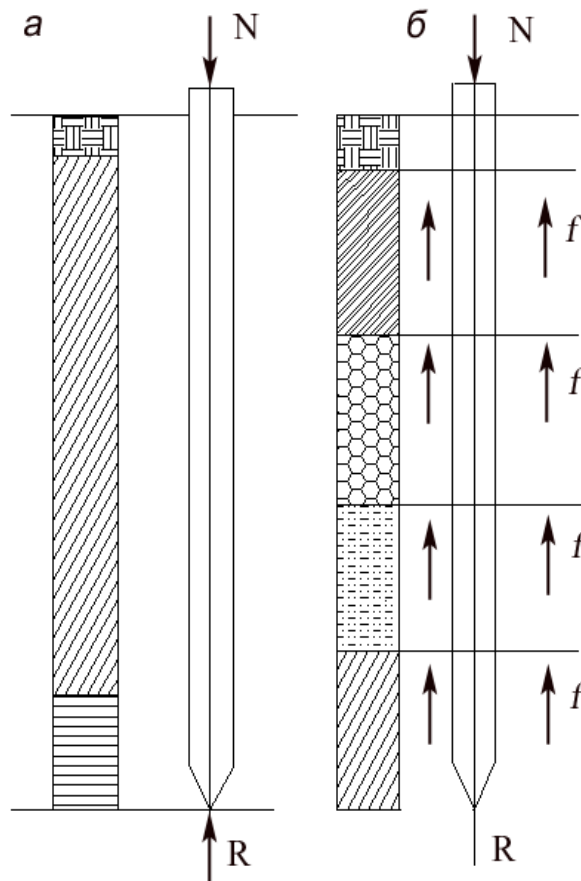


Рисунок 13.1 – Схема роботи паль у ґрунті: *а* – паля-стійка; *б* – паля тертя

Розрізняють однорядне і багаторядне розміщення паль у стрічкових ростверках (рис. 13.2, *а-в*).

Палі-кущі – це група паль, розташована під окремими конструкціями (наприклад, під колонами). Мінімальна кількість паль у кущі – три (рис. 13.2, *г, д*).

Суцільне пальове поле влаштовують для передачі великих зовнішніх навантажень, коли палі розташовуються в певному порядку під всією спорудою (рис. 13.2, *е*) або її частиною.

Спільна робота паль під навантаженням забезпечується ростверковою плитою, яка об'єднує голови паль і забезпечує розподіл навантаження і приблизно рівномірність осадку.

Розрізняють два типи пальових ростверків: низький і високий. Низький розташовується нижче, *високий* – вище рівня *поверхні* ґрунту (рис. 13.3).

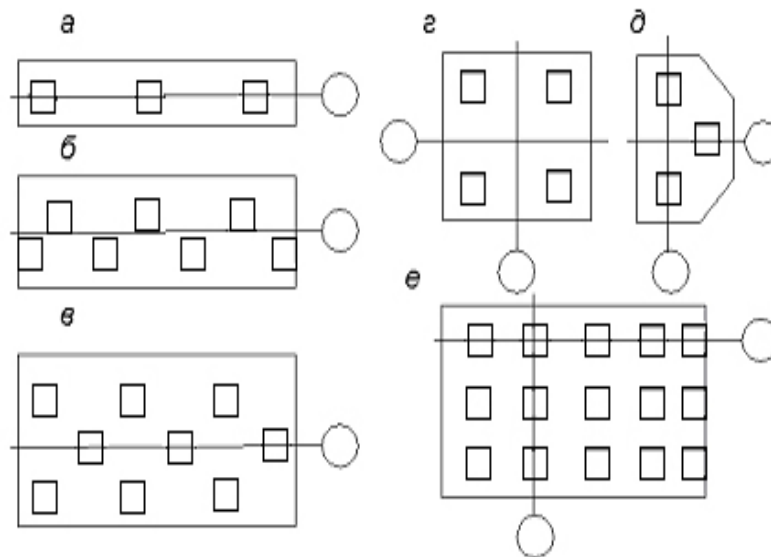


Рисунок 13.2 – Схеми розташування паль у ростверку:
а, б, в – стрічковому; *г, д* – кущовому; *е* – у вигляді суцільної плити

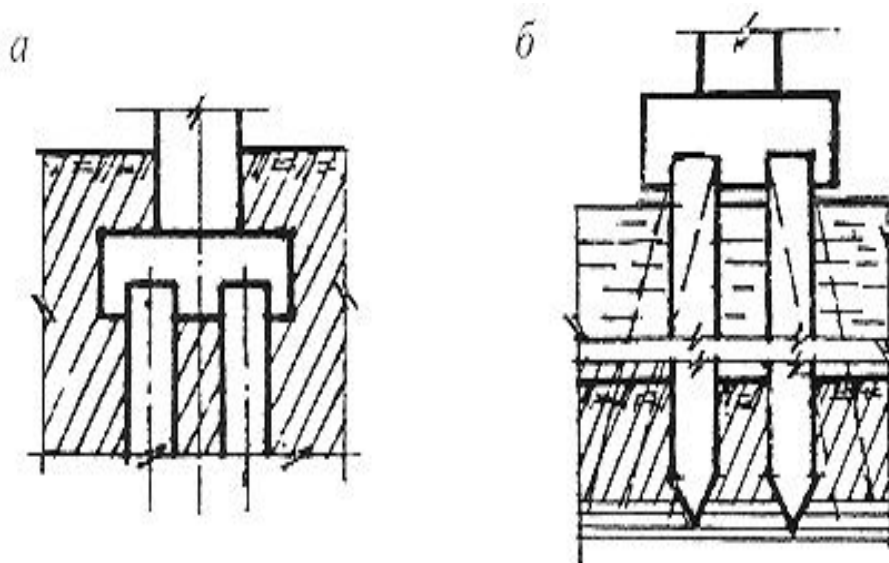


Рисунок 13.3 – Схеми палових ростверків: *а* – низький; *б* – високий

Залізобетонні палі виготовляють довжиною 3,0 – 20,0 м і більше. За формою поперечного перерізу вони бувають: *квадратні, прямокутні, таврові, двотаврові, круглі та ін.* (рис. 13.5). За формою поздовжнього перерізу застосовують палі *прямокутні* (рис. 13.6, *г*), *пірамідальні* (рис. 13.6, *а, б, в*), а також палі *змінного перерізу* по довжині.

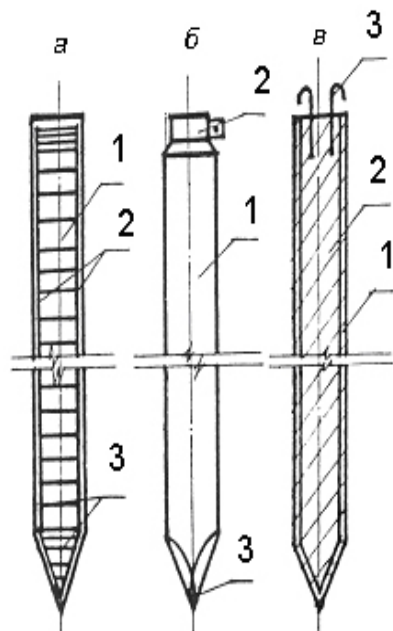


Рисунок 13.4 – Схеми паль:
а – залізобетонна; 1 – бетон;
 2 – поздовжня арматура; 3 – поперечна
 арматура; *б* – дерев'яна; 1 – стовбур; 2 –
 бугель (обруч); 3 – обойма; *в* – металева;
 1 – труба; 2 – бетон; 3 – арматура

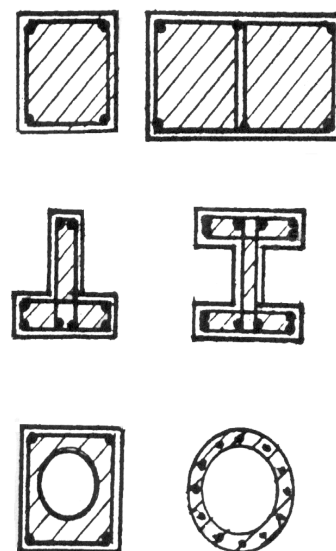


Рисунок 13.5 – Форми
 поперечних перерізів
 залізобетонних паль:
 квадратний, прямокутний,
 тавровий, двотавровий,
 квадратний з порожниною,
 круглий

Поздовжнє (робоче) армування паль буває двох видів: із звичайної (ненапруженою) і з попередньо – напруженою арматурою.

Залізобетонні палі з звичайним армуванням виготовляють із бетону класу В 20 і арматури класу А II. Напружено-армовані палі виготовляють із бетону класу В 30 і арматури класу А-III.

Використання попередньо-напруженої арматури дозволяє збільшити довжину паль до 20,0 – 25,0 м.

При маркуванні залізобетонних паль використовують такі індекси: «П», «ПН», «ПЦ», «ПП», «ПК». Нижче наведені приклади маркування паль:

- П -8-30 – паля з ненапруженою стрижневою арматурою довжиною 8 м, перерізом 30 * 30 см;
- ПН-12-35 – паля з напруженою арматурою довжиною 12,0 м, перерізом 35 * 35 см;

- ПЦ-10-30 – паля з центрально-розташованим стрижнем ненапруженої арматури довжиною 10,0 м, перерізом 30 * 30 см;
- ПП-6-30-11 – паля з ненапруженою арматурою з круглою порожниною довжиною 6,0 м, перерізом 30 * 30 см і діаметром порожнини 11 см;
- ПК-4-60 – паля круга, довжиною 4,0 м і зовнішнім діаметром 60 см.

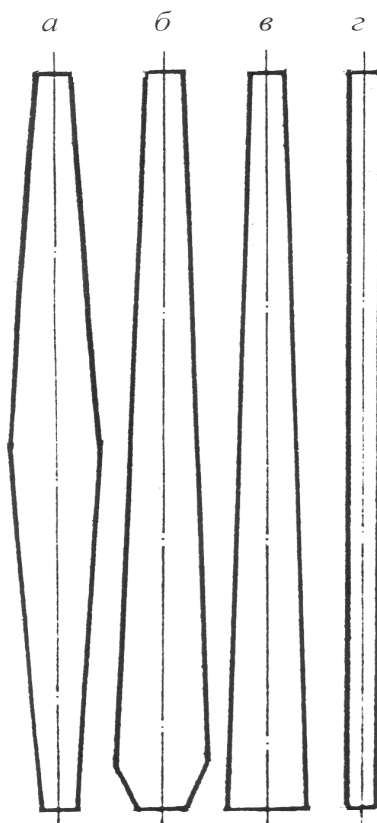


Рисунок 13.6 – Форми поздовжніх перерізів залізобетонних паль:
а, б, в – пірамідальна; *г* – прямокутна

Круглі палі порожнисті у багатьох випадках застосовують як складові. Занурюють у ґрунт як з відкритим нижнім кінцем, а також із конусним наконечником.

Паля-колона належить до групи забивних паль квадратного перерізу з ненапруженою арматурою, надземна частина такої палі використовується як колона.

Дерев'яні палі виготовляють з одиночного колоди довжиною від 4,0 до 12,0 м, діаметр у тонкій частині – від 18 до 34 см. Верхню частину дерев'яної палі підсилюють металевим обручем (бугель), нижню частину затесують на 3-х або 4-гранну піраміду (рис. 13.4, *б*). При забиванні в

щільні шари ґрунту (пісок, глина) з включенням скельних порід нижню частину палі забезпечують металевим башмаком. Для збільшення довжини палі їх з'єднують у пакет по 2, 3, 4 колоди в поперечному перерізі, наросчують по довжині впереміжку і з'єднують між собою металевими обручами.

Дерев'яні палі необхідно захищати від гниття, особливо в умовах інтенсивного коливання рівня ґрунтових вод. В однорідному середовищі дерев'яні палі можуть зберігатися тривалий час. Також знайшли застосування клеєні палі, які мають квадратний і прямокутний перетини. Такі палі перерізом 30 * 40, 35 * 35, 45 * 45 см виготовляють із дощок на водонерозчинних клеях.

Металеві палі використовують двох видів: з металевою оболонкою, яка заповнюється бетоном (рис. 13.4, в), і шпунтові (рис. 13.7). Як металеві палі також використовують двотаври, швелери та інші прокатні профілі. Перевагою таких палі є можливість наросчування їхньої довжини з допомогою зварювання, основним недоліком – схильність до корозії, особливо в агресивному середовищі. Для захисту металевих поверхонь від корозії їхню поверхню покривають бітумом, суриком, епоксидними смолами.

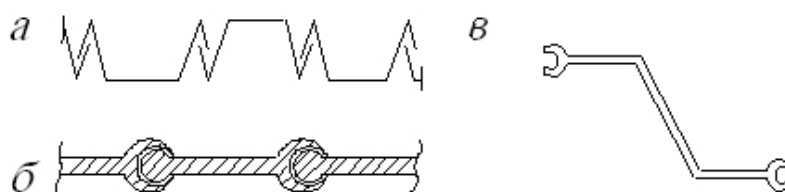


Рисунок 13.7 – Профілі металевих шпунтових палей:

а – коритоподібний; *б* – плоский; *в* – Z-подібний

За способом занурення палі, виготовлені в заводських умовах, поділяються на: забивні, віброзанурені, вдавлювані й загвинчені.

Занурення забивних палі здійснюють молотами – механічними (підвісні), паро-повітряними, дизельними та електричними. Для захисту в процесі забивання верхньої частини палі від руйнування та пом'якшення впливу ударних впливів на палю одягають металевий наголовник, із дерев'яними або гумовими прокладками.

Найбільш простою палею занурювальною установкою (рис. 13.8) є

кран на колісному чи гусеничному ході з прямою щоглою, по якій переміщається чавунна або сталеві болванка (баба) вагою до 60 кН.

Маса ударної частини пальового молота має бути не менше маси самої палі з наголовником.

Працює молот у режимі періодичного підйому сталевої болванки (ударна частина) на задану висоту (2,0-3,0 м) із подальшим автоматичним скиданням її на голову палі. Цей спосіб занурення є мало продуктивним. Кращими за продуктивністю та витратам енергії є пароповітряні й дизельні молоти, одиночної або подвійної дії, у яких як енергію використовують пар або стиснене повітря. У молотах одиночної дії енергія витрачається на підйом ударної частини по напрямній і за досягнення певної висоти, автоматично скидається та падаючи, б'є по голові палі. У молотах подвійної дії енергія приводу використовується як на підйом ударної частини, так і на переміщення її вниз, істотно збільшуючи під час падіння силу удару молота по палі.

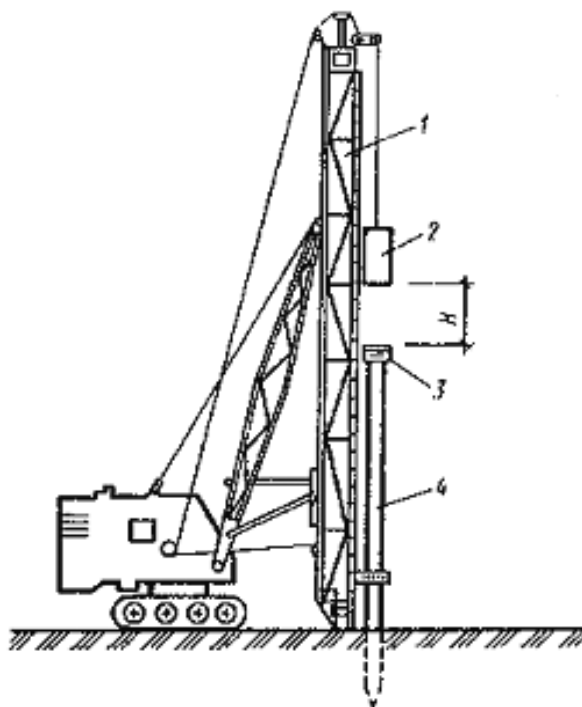


Рисунок 13.8 – Забивання палі механічним молотом: 1 – щогла копра; 2 – підвісний молот; 3 – металевий наголовник; 4 – паля

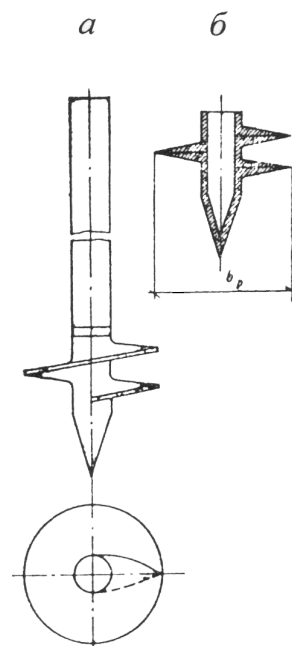


Рисунок 13.9 –

Гвинтова паля:

a – загальний вигляд;

б – гвинтова лопасть

Спосіб занурення паль вібромолотами заснований на принципі використання комбінованого ударно-вібраційного впливу, за якому одночасно з періодичними ударами по палі на неї передаються вертикальні

коливання, що створюються вібратором, закріпленому на палі. Цей метод особливо ефективний у разі занурення паль у водонасичені піщані ґрунти, які під впливом вібрації розріджуються, що сприяє значному зниженню опору тертя ґрунту за її бічною поверхнею. Після занурення палі на задану глибину, після деякого часу, ґрунт у навколо пальового простору палі відновлює свої початкові властивості й відповідно відновлюється опір тертя ґрунту за бічною поверхнею палі.

Занурення паль вдавлюванням здійснюється вдавлювальними агрегатами за допомогою потужних гідродомкратів. Відсутність у процесі занурення палі динамічних і вібраційних впливів дозволяє використовувати цей метод влаштування пальових фундаментів безпосередньо поблизу існуючих будівель, а також виконувати роботи, пов'язані з реконструкцією і посиленням фундаментів та надфундаментних конструкцій. У тих випадках, коли занурення паль на задану позначку ускладнюється значним опором ґрунту, а збільшення енергії занурення призводить до їхнього руйнування, палі можна занурювати з допомогою підмивання водними струменями. Із цією метою до вістря палі підводять дві труби діаметром 50 мм, що мають наконечник з отвором 12 мм. Водночас необхідно дотримуватися вимоги, щоб довжина труб була не менше довжини палі, а наконечник знаходився нижче вістря палі на 0,25 м. Під дією струменя води ґрунт навколо вістря палі розпушується, і вона легше занурюється в утворену середу. Для спрощення процесу занурення паль у тверді глинисті ґрунти може бути застосоване лідирування. Лідируючі свердловини влаштовують або за допомогою металевого лідера, розміри поперечного перерізу якого трохи менше палі, або шляхом буріння свердловини діаметром менше діаметра палі.

Занурення особливого виду паль, до яких належать гвинтові, здійснюється шляхом загвинчування їх у ґрунт спеціальним агрегатом – кабестаном. Гвинтова паля складається із стовбура і основи у вигляді гвинтової лопаті (рис. 13.9). Стовбур палі може бути виконаний із сталеві труби діаметром 400 – 600 мм з товщиною стінок 10 – 14 мм або із залізобетону. Конструктивно сталеві палі простіше залізобетонних і дозволяють здійснювати занурення їх у ґрунт безпосередньо передачею крутного моменту від кабестану. Башмак виготовляється сталевим або чавунним. Він складається з наконечника (вістря) і гвинтової лопаті діаметром до 2,0 м. Гвинтова лінія лопаті приймається такою, що дорівнює

одному повному оберту. Крок гвинта лопаті відповідає 0,2 – 0,4 м від діаметра лопаті. Гвинтові палі доцільно застосовувати в умовах, коли з поверхні залягають слабкі ґрунти, під якими залягають слабо деформувальні та для фундаментів, що працюють на висмикування. Глибина занурення гвинтових паль у ґрунт від 10 до 50 м.

Гвинтові палі застосовуються в умовах, коли потрібно пройти значну товщу слабких ґрунтів (за відсутності значних включень) і досягти міцного шару в ґрунті.

13.1.2 Палі, виготовлені в ґрунті

Палі, виготовлені в ґрунті, часто називають набивними. Відома велика кількість різних конструкцій таких паль і способів їхнього виготовлення. Вони виготовляються безпосередньо на місці будівництва з попередньою підготовкою в ґрунті свердловини для стовбура палі. Палі без ущільнення бетону стовбура влаштовуються в свердловинах і називаються буровими.

Залежно від ступеня вологості ґрунтів попередня підготовка свердловин для виготовлення набивних паль може здійснюватися без захисної оболонки, з виймаючою та невиймаючою оболонкою. Палі без захисної оболонки (рис. 13.10) влаштовуються в сухих маловологих ґрунтах, у яких можливо проводити буріння стовбура палі без кріплення стінок свердловини.

Незалежно від способу утворення в ґрунті свердловини, її заповнюють бетоном або попередньо опускають у свердловину арматурний каркас, а потім бетонують стовбур палі. Оскільки свердловини заповнюються бетоном і, як правило, з ущільненням, у свердловинах утворюються палі, які отримали назву *буронабивні*.

Уперше набивні палі були запропоновані інженером А. Є. Сраусом у 1898 році і застосовні на будівництві об'єктів у м. Києві.

Технологія виготовлення паль А. Є. Страуса складалася з таких операцій:

1. Буріння свердловини діаметром 300 – 600 мм (у слабких ґрунтах під захистом обсадної труби).
2. Поступове заповнення свердловини бетоном.
3. Ущільнення бетону трамбуванням вантажем вагою 5 т із поступовим вилученням обсадної труби. Витягування обсадної труби припинялося, як тільки відстань від низу труби до верху бетону в ній

становило 1,5 м. Після цього завантажувалася чергова порція бетону і цей процес повторювався до повного закінчення формування стовбура палі й влаштування монолітного ростверку.

Для підвищення несучої здатності буронабивних паль під п'ятою створюється ущільнення ґрунту шляхом влаштування розширення.

Влаштування розширеної п'яти здійснюється механічним розширювачем (рис. 13.11) або шляхом підземного вибуху (рис. 13.12), який називається камуфлетом, а палі з розширеною п'ятою, утворені вибухом, мають назву камуфлетних.

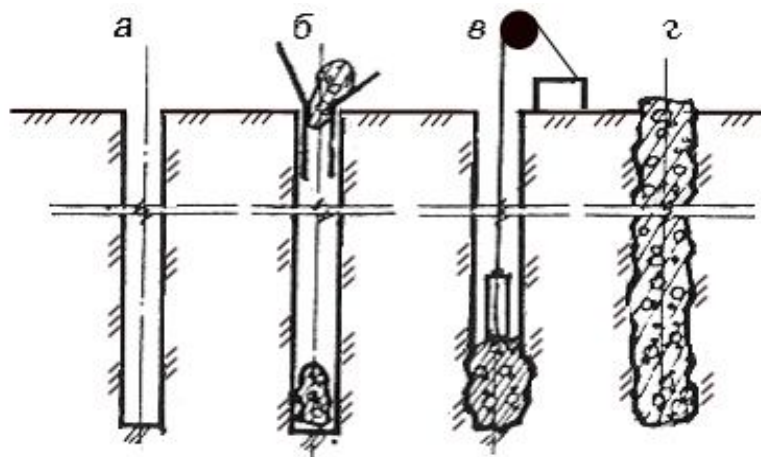


Рисунок 13.10 – Виготовлення буронабивних паль: *а* – буріння свердловини; *б* – бетонування; *в* – трамбування бетону; *г* – готова палля

Для утворення розширеної п'яти з допомогою камуфлетного вибуху в попередньо пробурену свердловину занурюють сталеву або залізобетонну оболонку, на дно якої опускають заряд вибухової речовини з електродетонатором, сполученим проводами з підризним механізмом. Нижню частину оболонки заповнюють литим бетоном, після чого проводиться вибух заряду.

Вага заряду для утворення розширення заданого діаметру визначають за формулою:

$$c = k_n \cdot D, \quad (13.1.1)$$

де k_n – коефіцієнт опору ґрунту вибуху, що приймається для тугопластичних глинистих ґрунтів 1,2, для глинистих ґрунтів у твердому стані – 1,4; D – діаметр камуфлетного розширення, м.

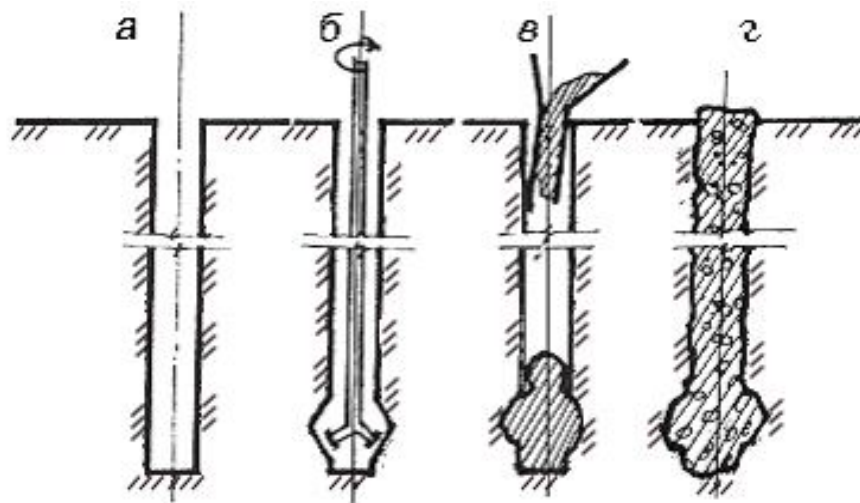


Рисунок 13.11 – Виготовлення буронабивних паль з розширеною п'ятою:
a – буріння свердловини; *б* – розширення п'яти палі; *в* – бетонування з
 трамбуванням; *г* – готова паля

Діаметр утвореного камуфлетного розширення перевіряють за формулою:

$$D \approx 1,3\sqrt{V}, \quad (13.1.2)$$

де V – обсяг бетону, що опустився з оболонки стовбура палі в камуфлетне розширення, м^3 . D визначається по різниці відміток верхньої поверхні бетону, покладеного в оболонку, до і після вибуху.

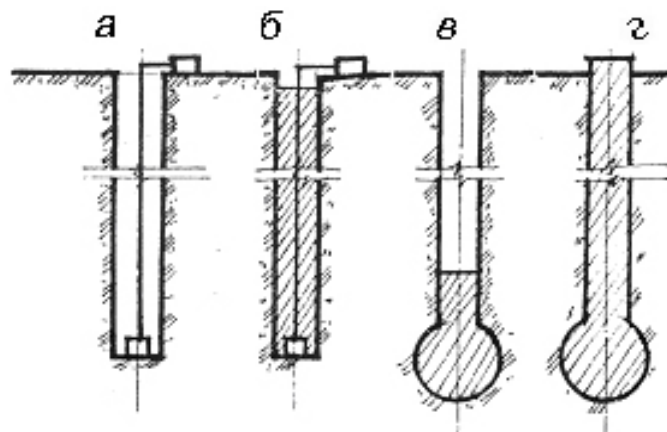


Рисунок 13.12 – Виготовлення камуфлетних паль:
a – буріння свердловини; *б* – влаштування вибухового заряду, часткове
 заповнення стовбура бетонною сумішшю; *в* – виробництво вибуху й
 закінчення бетонування; *г* – готова паля

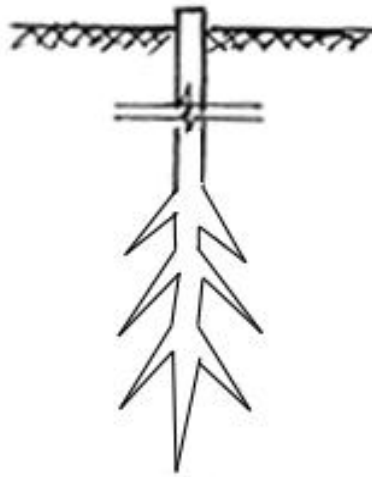


Рисунок 13.13 – Коренеподібна паля

У процесі вибуху заряду в ґрунті під тиском газів утворюється куляста або грушевидна порожнина, яка заповнюється бетоном з оболонки стовбура, утворюючи в основі палі розширення, що значно підвищує несучу здатність палі.

Одним із видів буронабивних паль, є коренеподібні (рис. 13.13). Вони відрізняються від звичайних буронабивних паль малим діаметром стовбура (80 – 240 мм) за довжини до 30,0 м, найчастіше їх використовують для підсилення фундаментів існуючих будівель і створення пальових стін у ґрунті. Поверхня коренеподібних паль нерівна, що надає їй схожості з корінням дерев, що забезпечує добре зчеплення з ґрунтом і що дозволяє значно підвищити несучу здатність по бічній поверхні та палі в цілому. Коренеподібні палі можуть армуватися, що дозволяє сприймати не тільки стискаючі, але й розтягуючі зусилля.

Несуча здатність коренеподібних паль відносно невелика, але в групі таких паль, розташованих на невеликій відстані одна від одної, несуча здатність фундаменту значно зростає.

Одна із переваг буронабивних паль полягає в тому, що за їхнього влаштування відсутні динамічні впливи, які можуть нашкодити сусіднім будівлям та спорудам. Основним їхнім недоліком є складність здійснення контролю якості у процесі виробництва робіт та необхідністю витримування до набуття бетоном проектної міцності. Крім того, набивні палі сильніше схильні до агресивного впливу ґрунтових вод, особливо в період твердіння бетону, що потребує додаткових витрат для прийняття захисних заходів.

13.1.3 Зарубіжний досвід влаштування набивних паль

Широке застосування у світовій практиці використання набивних паль стало наслідком подальшого вдосконалення відомих, а також пропозиція нових, способів їх влаштування. До них належать: застосування жорстких гофрованих захисних оболонок із пластиків, пресованої деревини та скловолокна; нові конструкції сердечників для занурення у ґрунт оболонок. Характерною особливістю таких сердечників є їхня здатність за допомогою гідравлічного тиску регулювати діаметр стовбура палі під час їхнього влаштування. Крім того, під час виготовлення набивних паль знайшли й інші способи, як наприклад, влаштування паль різної конфігурації з метою підвищення їхньої несучої здатності; виготовлення паль під захистом обсадної труби (шнекових порожнистих паль); влаштування пальових оболонок безпосередньо в ґрунті.

Набивні бетонні й залізобетонні палі в захисній оболонці становлять заздалегідь занурені у свердловину оболонки, які потім заповнюються бетонною сумішшю. Такий спосіб влаштування набивних паль застосовують у слабких ґрунтах, у яких легко руйнуються стінки свердловини.

На відміну від японської практики, у Франції замість бетонної захисної оболонки застосовують оболонки з металевої стрічки, яку навивають на сердечник. У такому вигляді сердечник із навитою стрічкою занурюють у ґрунт. Після занурення на проектну глибину сердечник витягується, а оболонку у вигляді сталевих стрічки заповнюють бетонною сумішшю. Палі, виготовлені за цією технологією, мають велику несучу здатність. Однак порівняно з іншими конструкціями набивних паль вони коштують дорожче, тому їх застосування виправдане лише при будівництва відповідальних споруд або на територіях з обмеженими розмірами будівельного майданчика.

До сучасних способів також варто зарахувати різні варіанти влаштування набивних залізобетонних паль із використанням гнучких захисних оболонок (Англія, Франція, Японія). Характерною особливістю такого способу є застосування мішків, кожухів, шлангів із синтетичних матеріалів, тканин, просочених різними смолами. Цей спосіб особливо широко застосовується у водонасичених ґрунтах.

У пробурену свердловину 1 (рис. 13.14, а) занурюють еластичну

оболонку 2 із пластичного матеріалу. В оболонку подають порцію бетонної суміші 3, з метою збільшити її вагу і тим самим легше занурити на дно свердловини. Верхню частину 4 оболонки закріплюють на поверхні землі. Після цього оболонку поступово заповнюють бетонною сумішшю, ущільнюючи її пошарово вібратором. Застосовується в практиці також варіант використання стисненого повітря, під дією якого оболонка випрямляється, щільно прилягаючи до стінок свердловини. Одночасно з цим здійснюють пневмоукладання бетону. При влаштуванні набивних залізобетонних паль оболонку з пластичного матеріалу 2 (рис. 13.14, б) занурюють у свердловину 1 і опускають в неї арматуру у вигляді металевих стрижнів 5. Потім оболонку заповнюють бетонною сумішшю 3 з одночасним її ущільненням.

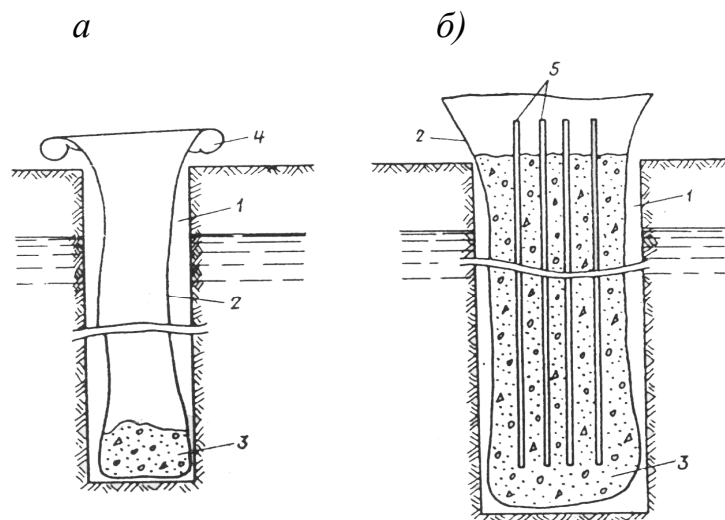


Рисунок 13.14 – Улаштування набивних паль із гнучкою захисною оболонкою: а – бетонна паля; б – залізобетонна паля

У низці зарубіжних країн улаштування набивних залізобетонних паль у водонасичених ґрунтах здійснюють, об'єднуючи влаштування свердловини з заповненням її бетонною сумішшю в єдиному технологічному процесі й одним набором механізмів. Такі палі виготовляють за допомогою порожнистого валу (рис. 13.15), що з одного боку перешкоджає обваленню або сповзанню ґрунту стінок свердловини, а з іншого виконує функцію бурового механізму та каналу для подачі бетонної суміші у свердловину.

Порожнистий вал 1 (рис. 13.15, а) забезпечений наконечником 2 і шнеком 3 (рис. 13.15, в), призначеними для розроблення і підйому ґрунту на поверхню. До полиць наконечника приварені жорсткі пластинки 4, які сприяють розпушуванню ґрунту й подачі його на шнек. У нижній частині до шнеку прикріплений різець 5, що забезпечує проходку свердловин за наявності прошарків міцних ґрунтів. Такий буровий пристрій може бути використано для виготовлення паль у ґрунтах із широким діапазоном фізико-механічних властивостей.

Вал приводиться в рух приводом від двигуна 6, який працює на стислому повітрі від компресора 7 та подається по шлангу 8. Бетонна суміш надходить у шлюзовий апарат 9 (рис. 13.15, б) з рухомого бункера 10. Під тиском стисненого повітря, що надходить у шлюзовий апарат із компресора по шлангу 11, суміш проходить по порожньому валу до наконечника з отвором 12 і через цей отвір потрапляє у свердловину.

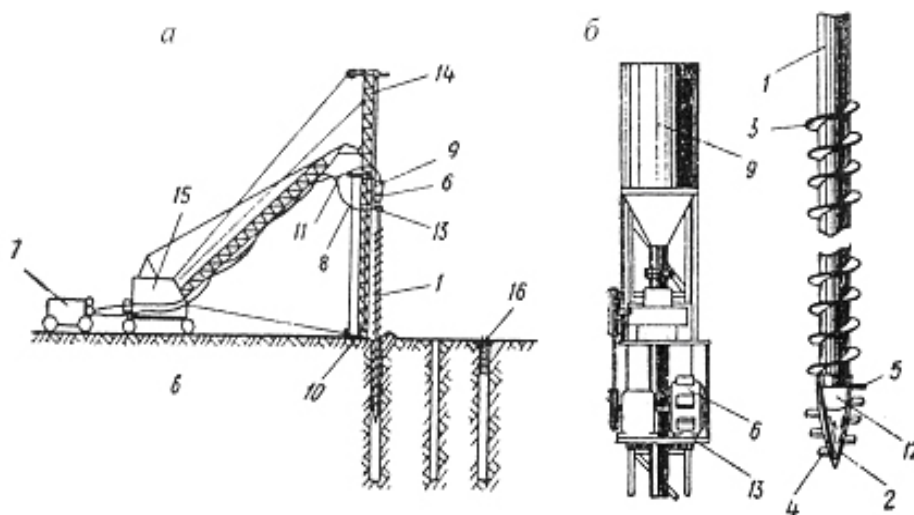


Рисунок 13.15 – Пристрій для влаштування набивних паль без постійної захисної оболонки: а – схема установки; б – двигун і шлюзовий апарат; в – порожнистий вал із наконечником і шнеком

Двигун із системою передач, а також шлюзовий апарат закріплюють на платформі 13, що переміщається по вертикальній штанзі 14, змонтованій на стрілі крана 15. Усіма операціями, пов'язаними з бурінням свердловини (занурення і підйом вала), а також завантаженням шлюзового апарату бетонною сумішшю керує оператор з кабіни крана.

Вертикальну штангу підводять до гирла свердловини, водночас порожнистий вал займає крайнє верхнє положення. Умикають двигун і пробурюють свердловину на задану глибину. Потім у свердловину через шлюзовий апарат і порожнистий вал під тиском стисненого повітря подають бетонну суміш. Вал поступово вилучають із свердловини так, щоб його наконечник увесь час знаходився на поверхні бетону. Завдяки тому, що в процесі виробництва робіт вал весь час знаходиться у свердловині, а між бетоном і наконечником валу відсутній розрив, виключається обвалення стінок свердловини і змішування ґрунту з бетоном. У разі потреби у верхній частині палі може бути передбачена арматура 16. Заповнення верхньої частини свердловини бетонною сумішшю в цьому випадку проводять звичайним способом безпосередньо від бетонозмішувача.

Метод А. Е. Страуса отримав свій подальший розвиток у зарубіжній практиці за влаштування набивних бетонних і залізобетонних паль із застосуванням сучасних засобів ущільнення бетону. Відомо, що основним недоліком методу А. Є. Страуса є недосконалість способу ущільнення бетону, у результаті чого не виключалися випадки розриву пальового стовбура. Для усунення цього недоліку в ФРН запропоновано спосіб набивання паль, що становить різновид способу влаштування часто трамбованих паль. Набивні палі, виготовлені цим способом, розповсюдилися під назвою паль системи «Alpha». Конструктивні особливості й послідовність виробництва робіт із улаштування паль системи «Alpha» полягають у такому. В обсадну трубу 1 (рис. 13.16, а) поміщають порожнистий сердечник 2, на нижньому кінці якого розташоване потужне трамбувальне кільце 3. Для більшої стійкості сердечник забезпечений жорсткими поздовжніми ребрами-повзунами 4, які скочують уздовж внутрішньої поверхні стінок обсадної труби. У верхній частині обсадну трубу і сердечник закривають кришкою 5, у яку вмонтовано підбабок 6, який сприймає удари пальового молота. Сердечник разом із кільцем виконує функції трамбувального пристрою, що забезпечує необхідне ущільнення бетонної суміші. Одночасно він є каналом для подачі бетонної суміші у свердловину. Попередньо на поверхні землі нижню частину обсадної труби 9 через порожнину сердечника заповнюють бетонною сумішшю і початково її ущільнюючи. Усю систему занурюють у заздалегідь підготовлену свердловину, після чого сердечник піднімають і

через порожнину сердечника подають чергову порцію бетонної суміші, ущільнюючи її ударами по підбабку. Після чого піднімають обсадну трубу, сердечник знову заповнюють бетонною сумішшю. Цей цикл повторюють до закінчення утворення у ґрунті бетонної або залізобетонної палі.

Як у вітчизняній, так і в зарубіжній практиці вирішення завдання максимального підвищення несучої здатності набивних паль спрямовано шляхом істотного розвитку їх нижньої опорної частини, а також зміни профілю палі по довжині, що дозволяє збільшити площу опори і зчеплення бічній поверхні палі з ґрунтом. Відповідно до цієї тенденції визначилися два характерних напрямки розвитку. До першого належать пропозиції, у яких знайшли подальший розвиток відомі ідеї вилкових паль і паль з розширенням у середній частині. До другого напрямку належать рішення із влаштування гвинтонабивних паль, а також паль із розширеннями в різних місцях по їхній довжині (зокрема в основі), здійснюваними спеціальними розширювачами.

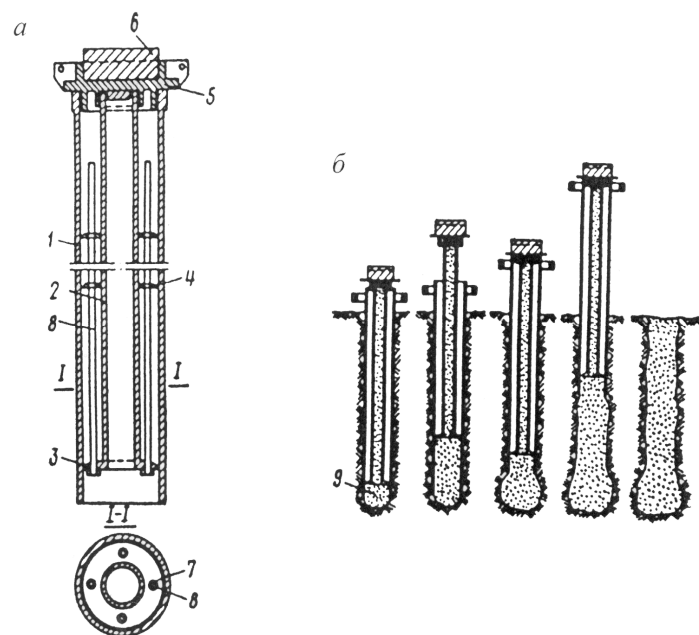


Рисунок 13.16 – Улаштування набивних бетонних паль системи «Alpha»:

a – конструкція обсадної труби з сердечником;

б – послідовність здійснення робіт

Ідея влаштування багатовилкових паль розвинулася у так званих корневих фундаментах (рис. 13.17). Застосування таких фундаментів

засноване на реалізації принципу біоніки, коли форма фундаменту нагадує кореневу систему дерева (звідси і назва конструкції). Якщо врахувати, що коренева система дерев за їх нормальному розвитку становить приблизно 1/10 висоти надземної частини, то для надвисотних будівель висотою 100, 150 і 200 м із кількістю поверхів 30, 55, 75 глибина закладання фундаментів складе 10, 15 і 20 м.

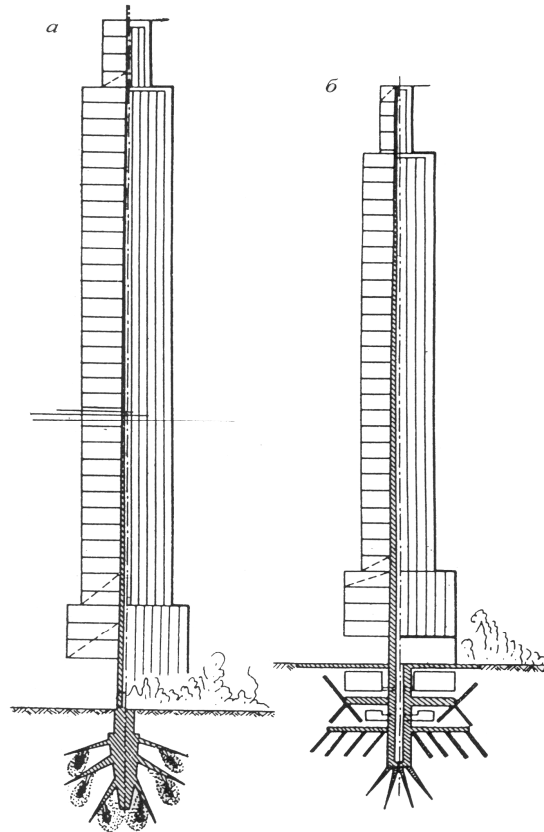


Рисунок 13.17 – Схема корневих фундаментів: *а* – суцільні;
б – порожнисті

Улаштування фундаментів кореневоподібної форми здійснюють шляхом нагнітання бетонної суміші в заздалегідь підготовлені спеціальними разбурювальними механізмами порожнини по глибині на різній відстані по довжині палі.

13.2 Процеси, що відбуваються в ґрунті у разі занурення паль

У процесі занурення паль спостерігається витіснення в боки і вглиб деякого об'єму ґрунту в результаті чого відбувається зміна його структури і фізико-механічних характеристик. Це призводить до ущільнення

навколишнього палю ґрунту, що особливо характерно для пухких та середньої щільності пісків, а також ненасичених водою пілуватоглинистих ґрунтів. Глини і суглинки, у яких усі пори заповнені водою, ущільнюються лише в результаті віджимання порової води. Основна деформація ґрунту розвивається у вигляді зміщення твердих частинок у боки і вгору, утворюючи на поверхні навколо палі випор ґрунту. Під час випаровування пілуватоглинистого ґрунту відбувається порушення його природної структури, що супроводжується зниженням міцності. Ґрунт, який переміщається вгору, здатний піднімати раніше забиті палі, що істотно знижує їхню несучу здатність. З огляду на це, після підняття паль потрібно добити їх до проектного положення. Особливо істотно знижується міцність пілуватоглинистих ґрунтів, що примикають безпосередньо до бічної поверхні паль, оскільки вода, віджата з пор ґрунту, переміщується вгору по цій поверхні. У наслідок чого, різко зменшується тертя палі об ґрунт, що сприяє її зануренню під час ударів.

Отже, якщо по мірі заглиблення палі в піски і насичені водою пілуватоглинисті ґрунти вона зустрічає все більший опір і відмова (занурення палі від одного удару молота) все зменшується, то у міру занурення в тиксотропні насичені водою глини і суглинки відмова часто збільшується. Логічно вважати, що чим більший опір має ґрунт зануренню палі, тобто чим менша відмова, тим більше навантаження можна передати на палю. Із цієї причини відразу після занурення палі в насиченні водою пілуватоглинисті ґрунти вона має найбільшу несучу здатність. Практика свідчить, що після занурення палі треба дати «відпочити», не піддаючи її статичним і динамічним впливам протягом деякого часу після занурення.

За цей час оточуюча палю вода поступово переміститься від її бічної поверхні, а внаслідок тиксотропних властивостей ґрунту міцність його навколо палі з часом відновиться, а несуча здатність збільшиться. Якщо після цього здійснити по палі удари пальовим молотом, аналогічно ударам під час забивання, відмова, як правило, у багато разів буде менша. Ця відмова називається дійсною відмовою. Під час забивання ж спостерігається виробнича відмова, часто звана «помилковою відмовою».

У пісках «помилкова відмова» під час забивання паль буває менше дійсної, у наслідок того, що в процесі занурення палі під її вістря утворюється ядро ущільненого ґрунту, яке перешкоджає зануренню палі під час ударів молота.

Під час «відпочинку» палі відбувається релаксація напружень у піску та опір її занурення знижується. Необхідна тривалість «відпочинку» палі залежить від виду і характеристики ґрунту: зазвичай для пісків і супісків – один тиждень, для суглинків до 14 днів, для глин – не менше 20 днів. Застосування підмиву для занурення палей у піски призводить до їхнього розмивання. Під впливом динамічних впливів пісок навколо палей ущільнюється.

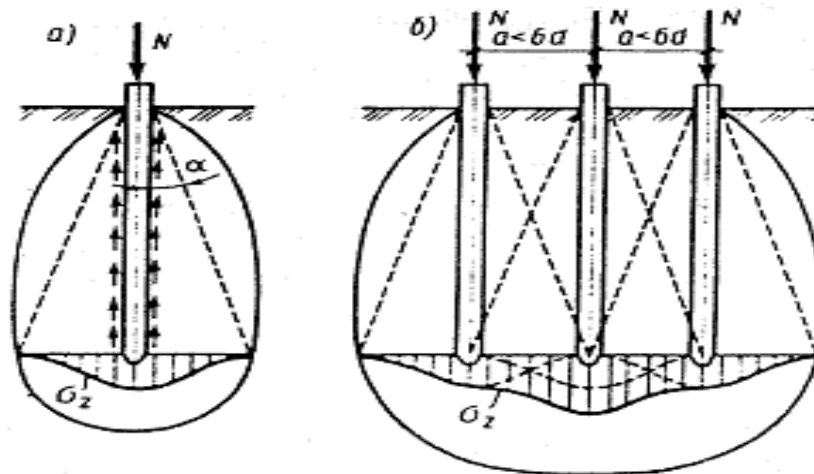


Рисунок 13.18 – Схеми передачі навантаження на ґрунт основи:

а – одиночною палею; *б* – групою палей

Під час улаштування набивних палей явища, що відбуваються в масиві ґрунту, значною мірою залежать від застосовуваної технології. Використання буріння для влаштування свердловин призводить до розущільнення ґрунту навколо палей, що істотно знижує несучу здатність таких палей порівняно з забивними. Ще більшою мірою знижується несуча здатність буронабивних палей, коли в забої залишається шлам.

Для збільшення несучої здатності таких палей ущільнюють ґрунт як під вістрям, так і навколо бічної поверхні. З цією метою застосовують камуфлетні вибухи, механічне трамбування, електродинамічний ефект та ін.

13.3 Визначення несучої здатності палей

Опір палі зовнішньому навантаженню визначається як найменше з величин, обчислених за умовою міцності матеріалу палей й міцності ґрунту,

який утримує її.

Одиночна зависла паля сприймає зовнішнє навантаження і перерозподіляє його на дві складові: опір вістря та опір по бічній поверхні палі. Епюри напружень, що виникають в площині вістря й на бічній поверхні палі подано на рисунку 13.18. Для одиночної палі епюра напружень σ_z має складний обрис: під вістрям вона набуває опуклу форму, а по довжині – у формі криволінійної поверхні, що залежить від величини сил тертя, що діють уздовж бічної поверхні палі у вигляді кола.

З деяким наближенням для практичних розрахунків прийнято, що напружена зона ґрунту навколо палі має вигляд конуса з основою на рівні вістря палі.

Паля та конічний об'єм ґрунту утворюють як би своєрідний умовний фундамент. Отже, робота палі полягає в передачі зовнішнього навантаження на горизонтальну площадку на рівні її вістря.

На відміну від одиночної палі в пальовому фундаменті епюри напруг, що виникають у площині нижніх кінців від розташованих поряд паль, залежно від відстані між ними, можуть між собою накладатися, стикатися або знаходитися на деякій відстані.

Аналогічна картина можлива і в зоні дії сил тертя між ґрунтом і бічною поверхнею палі. У результаті накладання епюр виникають напруги, що значно перевершують ті, які наявні для одиночних паль. Для недопущення цього, відстань між вісями паль під час проектування фундаментів суворо регламентується і рекомендується приймати не менше трьох діаметрів паль, прийнятих розрахунком.

13.3.1 Визначення несучої здатності паль за матеріалом

Під час проектування фундаментів із паль-стояків визначальним є розрахунок по міцності матеріалу паль, у той час як для завислих паль – за опором ґрунту.

Несуча здатність залізобетонних і бетонних паль за міцністю матеріалу визначається відповідно до вимог норм на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій. У цьому випадку паля розглядається як центрально-стиснутий стрижень. Найбільші стискальні напруги в палі виникають під час її занурення. У процесі роботи палі як фундаменту, зануреного в ґрунт, вона недовантажена.

При розрахунку палі на стиск і поздовжній вигин її розглядають як стрижень, що працює в пружному середовищі. Бетонні й залізобетонні палі як фундамент добре працюють на стиск і здатні сприймати великі зусилля по матеріалу. Однак під час транспортування, складування, підйому на копер і забиванні вони можуть бути пошкоджені. Щоб уникнути цього вони армуються, а також розраховуються на дію поздовжніх і поперечних сил, згинальних моментів.

Розрахункове навантаження, що допускається на залізобетонну палю по міцності матеріалу, визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c \varphi (\gamma_{cb} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s), \quad (13.2)$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; $\varphi = 0,8 - 1,0$ – коефіцієнт умови роботи ростверку залежно від типу високий, низький; γ_{cb} – коефіцієнт умов роботи бетону; R_b – розрахунковий опір бетону на стиск; R_{sc} – розрахунковий опір арматури на стиск; A_b – площа поперечного перерізу бетону; A_s – площа поперечного перерізу арматури.

Несучу здатність одиночних паль і фундаментів визначають різними методами залежно від стадії розробки проекту. До найбільш широко застосовуваних методів визначення несучої здатності ґрунту основи завислих паль належать:

- метод випробування статичним навантаженням;
- розрахунковий метод, заснований на використанні таблиць ДБН;
- динамічний метод;
- за допомогою моделей паль.

13.3.2 Визначення несучої здатності паль методом статичного навантаження

Із перерахованих вище методів тільки метод випробування паль статичним навантаженням у натурних умовах дозволяє отримати безпосередньо дослідним шляхом дійсне значення несучої здатності палі. Усі інші методи є непрямими, дають наближені значення несучої здатності, які рекомендується порівнювати з результатами контрольних випробувань паль статичним навантаженням. Визначення несучої здатності паль статичним навантаженням здійснюється за допомогою

спеціальних установок, аналогічних установкам, які застосовуються для випробування ґрунтів штампами в польових (натурних) умовах (рис. 13.19, а).

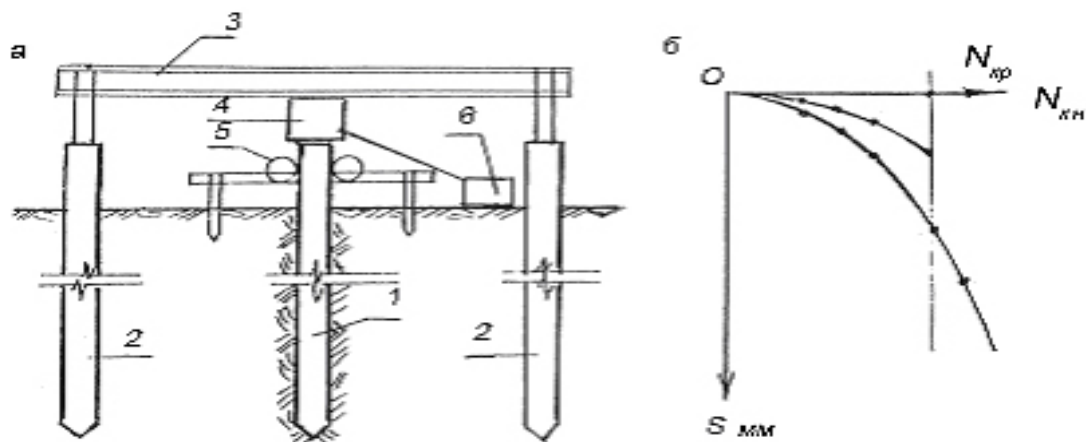


Рисунок 13.19 – Випробування паль статичним навантаженням:

а – схема установки; б – залежність $s = f(N)$; 1 – палі; 2 – анкерні палі;
3 – упорна балка; 4 – гідравлічний домкрат; 5 – прогибоміри;
6 – насосна станція для обслуговування домкрата

У процесі випробувань навантаження на палю передається ступенями за допомогою гідравлічного домкрата 4, розташованим на голові палі 1. Упором для домкрата є металева балка 3; кінці балки кріпляться хомутами до арматури анкерних паль 2, якими можуть бути як інвентарні гвинтові палі, так і палі занурені поряд згідно з проектом пального фундаменту. Під час випробування анкерні палі працюють на висмикування. Щоб уникнути їхнього висмикування, необхідну кількість паль визначають залежно від їхньої передбачуваної несучої здатності яка визначається розрахунковим методом. Випробувальна пал завантажується ступенями по 50 кН. Кожна ступінь витримується до повного загасання осідання палі, яке вимірюється прогибомірами 5, встановленими на виносному реперному пристрої. Точність вимірювання – 0,1 мм. У процесі випробування палі ведеться журнал спостережень.

За даними журналу спостережень будують графік залежності осідання палі від навантаження і по ньому визначають граничне навантаження на палю.

На рисунку 13.19, б наведено графік визначення граничного навантаження на палю. Точка A на графіку визначається за величиною осідання S , виходячи з умови:

$$S = \xi s_{u.mt}, \quad (13.2.1)$$

де ξ – перехідний коефіцієнт, що дорівнює 0,2; $s_{u.mt}$ – граничне нормативне осідання фундаменту будівлі.

Положення точки A на графіку визначає значення граничної несучої здатності палі F_u , величина якої приймається на один спупінь нижче величини критичного навантаження $N_{кр}$.

Розрахункову несучу здатність палі за результатами випробувань статичним навантаженням знаходять за формулою:

$$F_d = \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_g}, \quad (13.3)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту.

Незважаючи на складність і трудомісткість проведення випробувань паль статичним навантаженням, а також їхню високу вартість, натурні випробування найбільш точно відображають роботу пального фундаменту в природних інженерно-геологічних умовах будівельного майданчика, що також дозволяє вносити необхідні корективи у попередні розрахунки.

13.3.3 Визначення несучої здатності паль по ґрунту розрахунковим (нормативним) методом

Паля-стійка. Розрахункову несучу здатність палі-стійки F_d цим методом визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c \gamma_{CR} \cdot R \cdot A, \quad (13.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті; γ_{cR} – коефіцієнт умови

роботи ґрунту під вістрям палі; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; A – площа опори палі на ґрунт.

Основою для паль-стояків є скельні, полускельні й щільні, слабостискаємі дисперсні ґрунти. Для будь-яких із цих ґрунтів розрахунковий опір занурення паль забиванням приймається таким, що дорівнює 20 МПа.

Якщо покрівля породи, яка є основою для палі-стійки, разушільнена, рекомендується влаштування набивних паль із зануренням вістря в несучий шар не менше, ніж на 1,0–2,0 м. Розрахунковий опір породи під нижнім кінцем палі в цьому випадку визначається за формулою:

$$R = \frac{R_{c.n.}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (13.4.1)$$

де $R_{c.n.}$ – межа міцності водонасиченої породи в зонах стиснення у нормативному значенні; l_d – розрахункова глибина закладання палі в несучий шар ґрунту; d_f – зовнішній діаметр частини палі, зануреної в породу несучого шару ґрунту.

Висяча палля. Несуча здатність завислої палі залежить від опору ґрунту на її бічній поверхні та під вістрям палі (рис. 13.20).

Для розрахунку несучої здатності забивної висячої палі необхідні відомості про фізичний стан ґрунтів основи і навколо бічної поверхні, глибини занурення та розмірах палі. За цими даними за допомогою таблиць 13.1 та 13.2 у загальному випадку визначається розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні, під нижнім кінцем палі й розпір ґрунту похилими гранями фундаменту за формулою:

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{cR} R A + \sum h_i (\gamma_{cf} f_i u + u_{\sigma_i} i_p E_i k_i \xi_z) \right], \quad (13.5)$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи в ґрунті відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі залежно від способу занурення, приймають по таблиці 13.3; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі визначається за таблицею 13.1; A – площа поперечного перерізу палі; u – зовнішній

периметр поперечного перерізу палі; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі приймають за таблицею 13.2; h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі; $u_{\sigma i}$ – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу фундаменту, які мають нахил до вертикалі; E_i – модуль деформації ґрунту i -го шару; κ_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту; ξ_z – реологічний коефіцієнт.

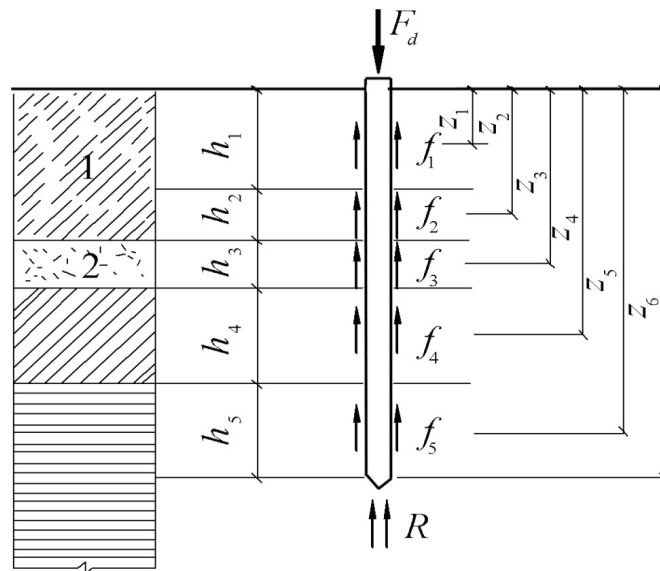


Рисунок 13.20 – Розрахункова схема визначення несучої здатності палі розрахунковим (нормативним) методом

Зависла паля в середньому 60 – 70 % передає навантаження на ґрунт своєю бічною поверхнею і 30 – 40 % – вістрям.

Під час визначення розрахункового навантаження на одиночну палю, розрахунковим (нормативним) методом незалежно від виду палі, повинна дотримуватися така умова:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (13.6)$$

де N – розрахункове навантаження на одиночну палю, передана спорудою; F_d – несуча здатність одиночної палі по ґрунту; γ_k – коефіцієнт надійності, приймається залежно від способу визначення несучої здатності палі ($\gamma_k = 1,2$, якщо несуча здатність палі визначається за результатами польових випробувань статичним навантаженням; $\gamma_k = 1,25$, якщо несуча

здатність палі визначається за результатами статичного зондування, а також еталонної палею або палею-зондом; $\gamma_k = 1,4$, якщо несучу здатність палі визначали за результатами динамічних випробувань палей або розрахунком).

Таблиця 13.1 – Розрахункові опори ґрунту під вістрям забивних палей та палей-оболонки, занурених без виймання ґрунту

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахункові опори ґрунту під вістрям забивних палей та палей-оболонки, занурених без виймання ґрунту, R , кПа						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	великих	-	середньої крупності	дрібних	пилувати х	-
	пилувато-глинистих ґрунтів за показника текучості I_L , що дорівнює						
	0	0,1			0,2	0,3	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
22	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки:

1. Над ризкою надані значення для піщаних ґрунтів, під ризкою – для пилувато-глинистих.

2. У таблицях 13.1, 13.2 глибину занурення вістря палі й середню глибину розташування шару ґрунту під час планування території зрізанням, підсиленням, наміванням до 3 метрів варто приймати від рівня природного рельєфу, а за зрізання, підсилення, намівання від 3 до 10 м – від умовної позначки, розташованої на 3 м вище рівня зрізу або на 3 м нижче рівня підсилення.

3. Для проміжних глибин занурення паль і проміжних значень показника плинності I_L пілувато-глинистих ґрунтів значення R та f_i у таблицях 13.1, 13.2 визначають інтерполяцією.

4. Для супісків за числа пластичності $I_p < 0,4$ і коефіцієнту пористості $e < 0,8$ розрахунковий опір R та f_i варто визначати як для пілуватих пісків середньої крупності.

Таблиця 13.2 – Розрахункові опори ґрунтуобічній поверхні паль і паль-оболонки

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Піщані ґрунти середньої щільності								
	Великі та середньої крупності	Дрібні	Пілуваті	-	-	-	-	-	-
	Пілувато-глинисті ґрунти за показника текучості I_L , що дорівнює								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	58	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки:

1. Під час визначення розрахункового опору ґрунту по бічній поверхні паль за таблицею 13.2 потрібно враховувати вимоги, викладені в примітці 2, 3 до таблиці 13.1.

2. Під час визначення за таблицею 13.2 розрахункових опорів ґрунтів по бічній поверхні паль f_i шари ґрунтів необхідно розчленовувати на однорідні шари товщиною не більше 2 м.

Таблиця 13.3 – Коефіцієнти умов роботи ґрунту

Показники	Коефіцієнти умов роботи ґрунту під час розрахунку несучої здатності паль	
	під нижнім кінцем γ_{cR}	на бічній поверхні γ_{cf}
1. Занурення суцільних та порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними та дизельними молотами	1,0	1,0
2. Занурення забиванням та вдавленням у попередньо пробурені лидерні свердловини з заглибленням кінців паль не менше 1 м нижче вибою свердловини за її діаметра:		
а) дорівнює стороні квадратної палі;	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі;	1,0	0,6
в) на 0,15 м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перерізу (для опор ліній електропередачі)	1,0	1,0
3. Занурення з підмиванням у піщані ґрунти за умови добивки паль на останньому етапі занурення без застосування підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем R та на бічній поверхні f_i , приймається по таблицях, враховує роботу палі по глибині і в кожному шарі, тому його значення приймають з урахуванням позначки природнього рельєфу. Якщо паля прорізає однорідний ґрунт потужністю понад 2 м, тоді всю товщу цього ґрунту поділяють на шари не більше 2 м і для кожного шару визначають своє значення розрахункового опору f_i .

13.3.4 Динамічний метод визначення несучої здатності паль

Цей метод заснований на залежності між витратою енергії удару молота та величиною відказу палі в ґрунті S_a у процесі її забивання. Метод відрізняється своєю простотою та не потребує додаткових витрат, оскільки використовується палейне обладнання, те саме, що і для занурення паль. Використовуючи обладнання для забивання паль, можна визначити несучу здатність кожної окремо забиваємої палі. Однак варто пам'ятати, що цей метод визначення несучої здатності паль дає менш точні результати, порівняно з результатами випробування пробним статичним

навантаженням, оскільки враховуються динамічні навантаження діючі на палю під час забивання, на відміну від статичних навантажень, що передаються на ґрунт спорудою в процесі її експлуатації.

Енергія удару молота, дорівнює масі молота m_I , помноженої на висоту його падіння H , витрачається на подолання опору ґрунту при зануренні палі $F_{np} \cdot s_a$, на пружні деформації молота і палі $m_I \cdot h$ та на залишкові деформації, що враховують руйнування голови палі від ударів молота $m_I \cdot H$ (рис. 13.21).

Умова збереження енергії удару молота набуває такого вигляду:

$$m_I H = F_{np} \cdot s_a + m_I \cdot h + m_I \cdot H \cdot \epsilon. \quad (13.7)$$

Тут F_{np} – граничний опір палі зануренню, кН; s_a – фактична залишкова відмова палі після відпочинку від одного удару молота, м; h – висота відскоку ударної частини, м; ϵ – коефіцієнт відновлення удару при забиванні палі.

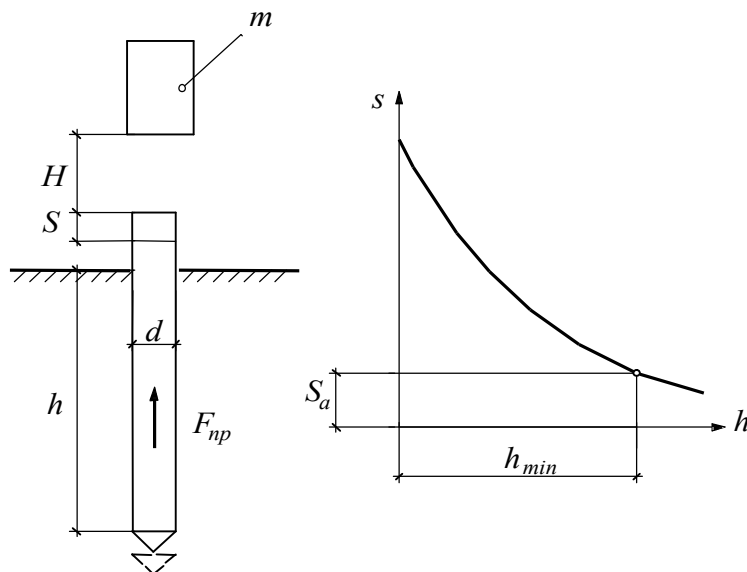


Рисунок 13.21 – Схема визначення несучої здатності палі динамічним методом

З рівняння (13.7) після низки припущень і перетворень отримана формула рекомендована ДСТУ Б В 2.1-27:2010 для визначення граничного

опору палі за результатами випробування динамічним навантаженням, яка має вигляд:

$$F_d = \frac{\eta \cdot A \cdot M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot E_d}{\eta \cdot A \cdot s_a} \cdot \frac{m_1 + \epsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right], \quad (13.8)$$

де η – коефіцієнт, що враховує пружні властивості матеріалу палі, приймається за таблицею 13.4, кН/м²; A – площа палі, м²; M – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту під нижнім кінцем палі, приймається по таблиці 13.5; E_d – розрахункова енергія удару молота, кДж, (табл. 13.6); s_a – залишкова відмова палі від одного удару, м; m_1 – маса молота або віброзанурювача, т; m_2 – маса палі й оголовника, т; m_3 – маса підбабка (під час віброзанурення палі $m_3 = 0$), т; ϵ – коефіцієнт відновлення удару (під час забивання залізобетонних палі молотами ударної дії $\epsilon^2 = 0,2$, а під час віброзанурення $\epsilon^2 = 0$).

Варто зазначити, що прототипом формули (13.8) є відома формула проф. Н. М. Герсєванова (1917), у якій за основу прийнята умова, що під час забивання палі енергія удару молота подана як сума трьох додатків, про зміст яких було сказано вище.

Таблиця 13.4 – Значення коефіцієнта η залежно від матеріалу палі

Види палі і способи випробувань	Коефіцієнт η , кН/м ²
Випробування палі забиванням та добиванням (а також у разі визначення відмов) за видів палі:	
залізобетонних із наголовником	1500
дерев'яних без підбабка	1000
дерев'яних із підбабком	800
Контроль несучої здатності палі за результатами виробничого забивання за значення E_d / s_a , кН:	
1000	2500
2000	1500
4000	950
8000 та більш	700

Таблиця 13.5 – Значення коефіцієнта M залежно від виду ґрунту під вістрям палі

Ґрунти під вістрям палі	Коефіцієнт M
1. Крупноуламкові з піщаним заповнювачем	1,3
2. Піски середньої крупності й крупні середньої щільності та супіски тверді	1,2
3. Піски дрібні середньої щільності	1,1
4. Піски пилюваті середньої щільності	1,0
5. Супіски пластичні, суглинки й глини тверді	0,9
6. Суглинки й глини напівтверді	0,8
7. Суглинки й глини тугопластичні	0,7

Примітка. При щільних пісках значення коефіцієнта M поз. 2-4 таблиці 13.5 необхідно збільшувати на 60 %, а за наявності матеріалів статичного зондування – на 100 %.

Таблиця 13.6 – Значення розрахункової енергії удару пальового молота E_d залежно від обладнання, що застосовується під час забивання

Молот	Розрахункова енергія удару молота E_d , кДж
1. Підвісний або одиночної дії	GH
2. Трубчастий дизель-молот	$0,9 GH$
3. Штанговий дизель-молот	$0,4 GH$
4. Дизельний при контрольному добиванні	$G(H - h)$

У таблиці 13.6 прийняті такі позначення: G – маса ударної частини молота; H – висота падіння молота; h – висота відскоку пальового молота після удару.

Відмова палі s_a визначається по одному удару молота або як середнє арифметичне значення занурення палі від серії ударів. Цей метод застосовують як контроль опору палі під час забивання після відпочинку з даними, отриманими розрахунковим методом.

13.3.5 Метод визначення несучої здатності ґрунту моделями паль

Із метою скорочення термінів проведення випробувань, зниження вартості й трудомісткості використовують спрощені методи випробування

ґрунтів еталонними палями, палями-зондами, статичним або комбінованим зондуванням. Для виконання випробувань застосовують металеві моделі паль невеликих розмірів шляхом занурення їх у ґрунт спеціальним обладнанням, змонтованим на автомобілі.

Несучу здатність забивних паль F_d на вертикальне навантаження, за результатами випробування ґрунтів еталонною палею, палею-зондом або методами зондування визначають за формулами:

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_u}{n \cdot \gamma_g}, \quad (13.9)$$

$$F_u = \gamma_{cR} \cdot R_{sp} \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f_{sp} \cdot u \cdot h, \quad (13.10)$$

де F_u – значення граничного опору ґрунту забивній палі за результатами натурних випробувань моделей паль, кН; γ_c – коефіцієнт умов роботи палі; n – число випробувань ґрунтів моделями палі; γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту; γ_{cR} – коефіцієнт умови роботи ґрунту під нижнім кінцем палі-зонда (табл. 13.7); R_{sp} – граничний опір ґрунту під нижнім кінцем еталонної палі, кПа (табл. 13.7); A – площа поперечного перерізу натурної палі, м²; γ_{cf} – коефіцієнт умови роботи ґрунту на бічній поверхні натурної палі (табл. 13.7); f_{sp} – середнє значення граничного опору ґрунту на бічній поверхні еталонної палі, кПа (табл. 13.7); h – глибина занурення забивної палі, м; u – периметр поперечного перерізу стовбура палі, м.

Значення граничного опору забивної палі на місці її занурення можна визначити, використовуючи дані зондування. У такому випадку несучу здатність палі знаходять за формулою (13.10), використовуючи коефіцієнти таблиці 13.7.

Таблиця 13.7 – Значення коефіцієнтів γ_{cR} та γ_{cf} залежно від опору ґрунту під вістрям палі-зонда й на його бічній поверхні

R_{sp} , кПа	Коефіцієнт γ_{cR} залежно від R_{sp}		f_{sp} , $f_{ps,i}$, кПа	Коефіцієнт γ_{cf} залежно від f_{sp} для еталонних паль типів II і III		Коефіцієнт γ_{cf} залежно від $\gamma_{ps,i}$ для палі-зонда
	для еталонних паль типу II	для еталонних паль типу III		за піщаних ґрунтів	за пилувато- глинистих ґрунтів	
≤ 2000	1,15	1,40	20	2,00	1,20	0,90
3000	1,05	1,20	30	1,65	0,95	0,85
4000	1,00	0,90	40	1,40	0,80	0,80
5000	0,90	0,80	50	1,20	0,70	0,75
6000	0,80	0,75	60	1,05	0,65	0,70
7000	0,75	0,70	80	0,80	0,55	-
10000	0,65	0,60	120	0,50	0,40	-
≥ 13000	0,60	0,55	-	-	-	-

Примітки:

1. Для проміжних значень R_{sp} та f_{sp} значення γ_{cR} та γ_{cf} визначають інтерполяцією.

2. Для випадків коли, уздовж бічної поверхні палі залягають піщані й пилувато-глинисті ґрунти, коефіцієнт γ_{cf} знаходять за формулою:

$$\gamma_{cf} = \frac{\gamma'_{cf} \sum h'_i + \gamma''_{cf} \sum h''_i}{h}, \quad (13.10.1)$$

де $\sum h'_i$, $\sum h''_i$ – сумарні товщини шарів відповідно піщаних і пилувато-глинистих ґрунтів; γ'_{cf} , γ''_{cf} – коефіцієнти умов роботи еталонних паль і паль-зондів відповідно в піщаних і пилувато-глинистих ґрунтах.

13.3.6 Визначення несучої здатності паль на дію горизонтальних навантажень

Горизонтальне завантаження ростверку викликає переміщення паль у горизонтальному напрямку. Величина переміщення залежить від міцності ґрунту навколо палі, величини та умов дії навантаження.

Несучу здатність пальових фундаментів на дію горизонтальних

навантажень визначають, керуючись нормативними документами або за результатами випробувань палей методом статичного навантаження. Випробування проводять шляхом навантаження палі в горизонтальній площині гідравлічним домкратом, як це показано на схемі рис. 13.22, *а*.

Випробовувану палю вибирають поблизу раніше зануреної, яку використовують як упор. Навантаження на палю передається ступенями, переміщення верхньої частини палі фіксуються прогибомірами. Кожну ступінь навантаження витримують до умовної стабілізації горизонтальних переміщень.

За результатами випробувань будують графічну залежність (рис. 13.22, *б*) переміщення палі s від горизонтального навантаження N_{Γ} , за величиною якої визначають граничний опір палі F_u .

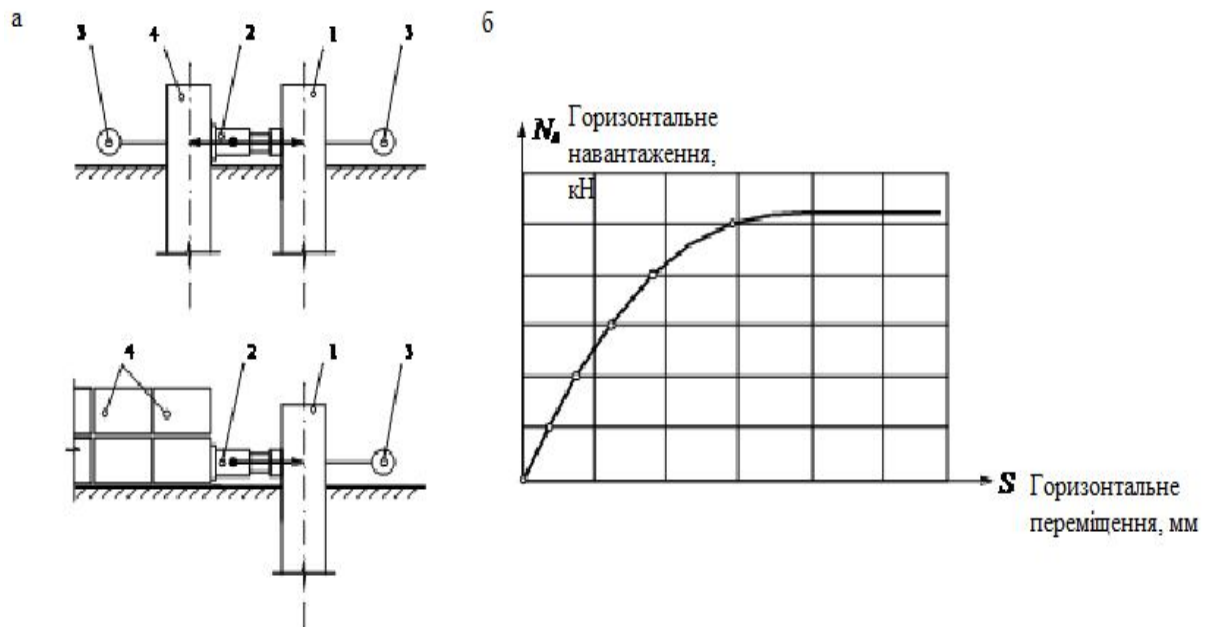


Рисунок 13.22 – Випробування палей на горизонтальні навантаження:

а – схеми прикладання навантаження; *б* – залежність $s = f(N_{\Gamma})$;

1 – випробовувана палія; *2* – гідравлічний домкрат; *3* – прогибомір;

4 – упор із статичного вантажу (або раніше зануреної палі)

Величину граничного опору F_u приймають на одну ступінь нижче тієї, яка відповідає безперервному переміщенню голови палі в горизонтальній площині. Несучу здатність палі при горизонтальному завантаженні знаходять за формулою:

$$F_d = \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_g}, \quad (13.11)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті ($\gamma_c = 0,6$ – для палі, занурених у ґрунт на глибину до 4,0 м; $\gamma_c = 0,8$ – для палі, заглиблених на глибину більше 4,0 м); F_u – граничний опір ґрунту від дії горизонтально прикладеного навантаження; γ_g – коефіцієнт надійності ґрунтової основи.

Горизонтальні переміщення фундаментів можуть викликати пошкодження надфундаментних конструкцій. Із цієї причини необхідно влаштовувати тільки жорсткі з'єднання палі з ростверком, що забезпечує стійкість пального фундаменту за дії на них горизонтальних навантажень.

13.4 Проектування палих фундаментів

13.4.1 Розміщення палі у фундаменті

Розміщення палі у плані будівлі визначається конструктивним рішенням його верхньої будови, характером і величиною навантажень, умовами занурення і несучою здатністю палі.

Пальові фундаменти залежно від розміщення палі у плані можуть бути у вигляді:

- а) одиночних палі – під опори, що стоять окремо;
- б) ростверкових стрічок – під стіни будівель і споруд під час передачі на фундамент розподілених по довжині навантажень із розташуванням палі в один або кілька рядів;
- в) палих кушів – під колони з розташуванням палі у ростверку квадратної, прямокутної, трапецеїдальної та іншої форми;
- г) суцільного пального поля під важкі споруди з палями, рівномірно розташованими під усією спорудою та об'єднаними суцільним ростверком.

Пальові фундаменти сприймають навантаження від споруди і передають на основу частково силами тертя і зчеплення ґрунту, що виникають на їх бічній поверхні палі. У результаті дії цих сил вертикальне зовнішнє навантаження передається на певний ґрунтовий конус, а від нього на горизонтальну площину у формі кола, де воно підсумовується з навантаженням, яке передається підпошковою фундаменту на ґрунт основи

(рис. 13.18, а).

З епюр стискальних напружень у ґрунті виходить, що останні помітно зменшуються в міру віддалення від центру підошви фундаменту. Як зазначалося вище, залежно від відстані між осями сусідніх паль епюри стискальних напружень можуть стикатися або накладатися одна на іншу, у результаті чого напруги в ґрунті будуть збільшуватися.

Із цієї причини питання міцності та деформованості ґрунтів на рівні основ паль розглядається з урахуванням відстані між ними.

На підставі результатів численних досліджень роботи пальових фундаментів вважають, що при визначенні відстані між палями епюри вертикальних напружень у площині нижніх кінців тільки стикаються, що дає підставу вважати роботу паль у куці як одиночних. Із цього випливає, що чим довші палі, тим більшим має бути відстань між ними, щоб створити умови їхньої роботи як одиночних. Оскільки напруга під кущем паль вище, ніж під одиночними, а розміри в плані напруженого стану під кущем більші, отже, осад такого куща перевищує осідання одиночної палі. Дослідження кущів паль у різних ґрунтових умовах дозволило зробити висновки: за однакових навантажень осідання одиночної палі завжди менше, ніж куща; величина осідання куща не залежить від форми фундаменту в плані; зі збільшенням відстані між палями осідання куща зменшується; під час проектування кущів паль постійного поздовжнього перерізу (призматичних і циліндричних) мінімальна відстань між ними приймають $3d$; для паль-стояків – не менше $1,5d$ (де d – діаметр круглого або сторона квадратного, або більша сторона прямокутного поперечного перерізу стовбура палі).

Необхідність дотримання зазначених вимог викликано тим, що за менших відстаней знижується несуча здатність кожної палі в куці, погіршуються умови забивання сусідніх паль через переущільнення навколопального ґрунту.

Стрічкові ростверки можуть бути одно-, двох- і трирядним розташуванням паль (див. рис. 13.2).

Розташовуючи палі в стрічковому ростверку, варто дотримуватися таких принципів:

а) фактичне навантаження на палю повинне наближатися до розрахункового, що допускається на палю;

б) необхідно обов'язково передбачати розташування паль у кутах будинку та на перетині стін.

Кількість паль у ростверку варто призначати, враховуючи максимальні міцнісні властивості матеріалу при розрахунковому навантаженні, що допускається на палю, а також допустимі перевантаження в крайніх палях.

Необхідну кількість паль на 1 м довжини ростверкової стрічки визначають за формулою:

$$n = \frac{N_d}{N}, \quad (13.12)$$

де N_d – навантаження на 1 м довжини стрічкового ростверку на рівні його підшви; N – розрахункове навантаження, що допускається на палю.

Залежно від необхідної кількості паль на 1 м довжини ростверку і регламентованої відстані між ними приймають одно- або багаторядне розташування паль у стрічковому ростверку.

Спочатку перевіряють можливість однорядного розташування паль. Для цього відстань між палями визначають за формулою:

$$a = \frac{N}{N_d}. \quad (13.13)$$

Якщо виявиться, що $a < 3d$, варто перейти до шахового або дворядного розташування паль. У цьому випадку допускається відстані між осями в поздовжніх рядах паль зменшити до $2,6d$, що, зі свого боку, дозволяє зменшити ширину ростверку. За такого розташування паль мінімальна відстань між вісями рядів у поперечному напрямку $a/2$ має бути не менш ніж:

$$\frac{a}{2} \geq \sqrt{(3d)^2 - b^2}. \quad (13.14)$$

У разі двох- (рис. 13.23) і трирядних (рис. 13.23, д) ростверків необхідна відстань між палями в ряду:

$$a = \frac{mN}{N_d} \geq 3d, \quad (13.15)$$

де m – кількість рядів паль у ростверковій стрічці.

Кількість паль у центрально навантаженому кущі визначають за формулою (13.12), де N_d – вертикальне навантаження на рівні підшви кущового ростверку.

За позацентрового завантаження кущового ростверку навантаження на палі крайніх рядів у кущі (рис. 13.23) знаходять за формулою:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}. \quad (13.16)$$

Тут M_x, M_y – розрахункові моменти щодо відповідних головних вісей ростверку; n – кількість паль у кущі; x, y – відстань від головних вісей до палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження; x_i, y_i – відстань від головних вісей до відповідної вісі кожної палі.

Конструюючи пальовий кущ, необхідно, щоб для найбільш навантажених кутових паль виконувалась умова:

$$N_\phi \leq 1,2N, \quad (13.17)$$

де N_ϕ, N – відповідно фактичне і розрахункове навантаження на палю.

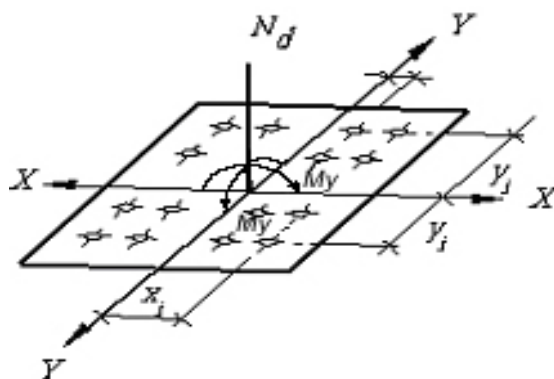


Рисунок 13.23 – Схема позацентрового навантаження кущового ростверку

Отже, з одного боку ростверку, умовою (13.17) допускається 20 % – перевантаження крайніх рядів у куці з урахуванням розрахункових поєднань короточасних навантажень.

Із другого боку, не допускається робота на висмикування паль:

$$N_{\phi} \geq 0. \quad (13.18)$$

Рациональне розташування паль у куці забезпечується у разі дотримання таких умов рівномірного завантаження паль і дотримання мінімальної відстані між ними. Зручним, за умови виконання робіт, є розташування паль правильними рядами.

Рівномірного навантаження паль можна досягти такими прийомами:

1) палі розміщують несиметрично відносно вісі y відповідно до епюри контактних тисків (рис. 13.24, *а*);

2) центр ваги куца паль зміщують по відношенню до осі колони на величину ексцентриситету (рис. 13.24, *б*). Водночас відстань між рядами паль буде однаковою.

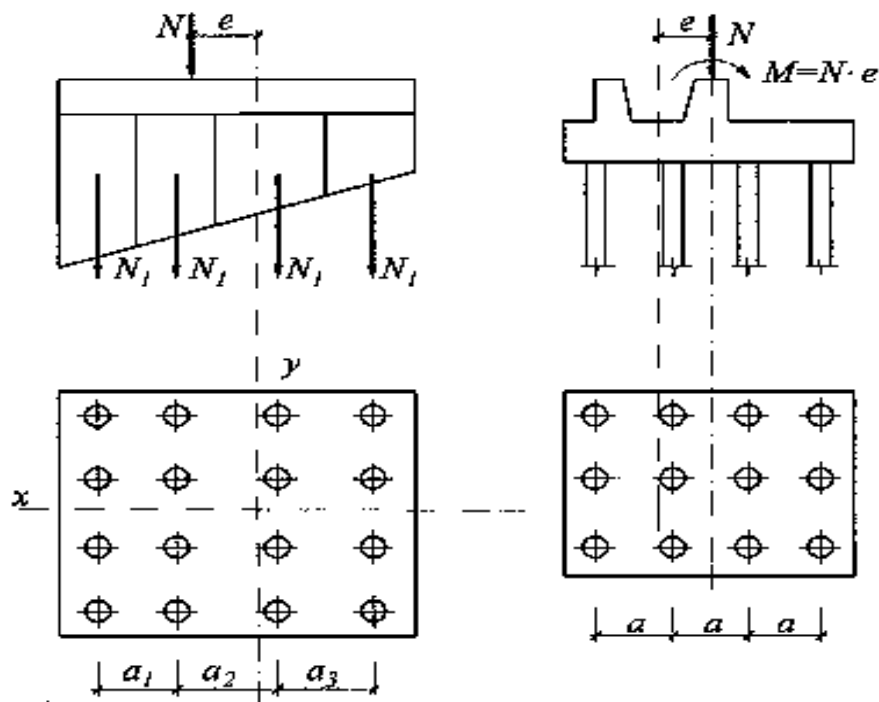


Рисунок 13.24 – Прийоми із рівномірного завантаження паль у кущовому ростверку за позacentрового навантаження:

a – асиметричне розташування паль щодо вісі ; b – зміщення центру ваги куца паль щодо поздовжньої вісі колони

Зазначені прийоми можна використовувати, якщо сумарне вертикальне навантаження на фундамент і її ексцентриситет постійні за величиною і в часі.

13.4.2 Конструкції і розрахунок ростверків

Стрічкові ростверки можуть бути виконані в монолітному або збірному залізобетоні. Для цегляних і блокових будинків проектують переважно монолітні ростверки. Є відмінності в принципах конструювання і розрахунках монолітних і збірних ростверків.

Монолітні ростверки виконують із бетону класу не нижче В 12,5.

Розміри поперечного перерізу прямокутного в плані ростверку визначаються з урахуванням особливості розміщення паль, розмірами надземної конструкції, необхідністю закладання голови палі в ростверк, можливістю відхилення при зануренні паль, величиною зовнішнього навантаження.

Мінімальна ширина перерізу стрічкового ростверку зазвичай дорівнює 400 мм, мінімальна висота – 300 мм. Відстань від зовнішньої межі крайнього ряду паль до краю ростверку (звис ростверку) має бути не менше 5 см.

Ширину стрічкового ростверку приймають:

– у разі розташування паль в один ряд (см):

$$b_p = d + 10, \quad (13.19)$$

– у разі багаторядного розташування паль (см):

$$b_p = a(n - 1) + d + c_1, \quad (13.20)$$

де d – діаметр перерізу палі; a – відстань між вісями рядів паль; n – кількість рядів паль; c_1 – звис ростверку.

Стрічковий ростверк розраховується на дію згинальних моментів і поперечних сил, на зминання кладки над палею.

Розрахунок одно – або дворядних стрічкових ростверків виконують з урахуванням навантажень, що діють у період будівництва та під час експлуатації будівлі.

Розрахунок стрічкового ростверку на експлуатаційні навантаження виконують у такій послідовності:

1. Обчислюють розмір половини довжини основи епюри навантаження:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_k b_k}}, \quad (13.21)$$

де E_p – модуль пружності бетону ростверку, МПа; I_p – момент інерції ростверку, см^4 ; E_k – модуль пружності кладки, МПа; b_k – товщина цегляної або великоблочної стіни, см.

2. Знаходять відстань між бічними поверхнями паль L_{cv} і розрахунковий проліт ростверку L_p :

$$L_{cv} = L - d; \quad L_p = 1,05 L_{cv}, \quad (13.22)$$

де L – відстань між палями у вісях.

Для паль, розташованих у шаховому порядку, L приймають як проекцію відстані між сусідніми палями по діагоналі на поздовжню вісь ростверку.

3. Залежно від співвідношення параметрів a , L_{cv} , S за таблицею 13.8 приймають розрахункову схему навантаження ростверку і за відповідними формулами цієї таблиці визначають опорні M_{on} та прогонові M_{np} згинальні моменти у ростверку:

$$M_{on} = -0,083 q_k L_p^2, \quad (13.23)$$

$$M_{np} = -0,042 q_k L_p^2. \quad (13.24)$$

У таблиці 13.8 прийняті такі умовні позначення: S – відстань від краю прорізу до найближчої вісі; q_o – рівномірно розподілене навантаження від будівлі на рівні ростверку (вага стін, перекриттів, ростверку і корисне

навантаження), тс/м; P_o – найбільша ордината епюри навантаження над гранню палі (кН):

$$P_o = \frac{q_o L_p}{a}. \quad (13.25)$$

4. Визначають поперечну силу на межі палі:

$$Q = \frac{q_o L_p}{2}, \quad (13.26)$$

$$Q = \frac{q_k L_p}{2}, \quad (13.27)$$

де q_k – вага надземної конструкції висотою $0,5L$, визначається з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$.

За наявності прорізів, коли висота кладки від верху ростверку до низу прорізу менше $1/3$, враховують вагу кладки стін до верхньої межі залізобетонних перемичок, а при кам'яних перемичках – вага кладки стін до позначки, що перевищує відмітку верху прорізів на $1/3$ їхньої ширини.

Якщо палі розташовані в два ряди, виникає необхідність розрахувати ростверк на вигин у поперечному напрямку. Для цього беруть розрахункову схему у вигляді однопролітної балки на двох опорах, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням q_k .

Збірні залізобетонні ростверки частіше застосовують за однорядного розташування палей. Під час проектування збірних ростверків використовують різні конструктивні рішення, найчастіше варіант із застосуванням пальового оголовка. Збірний залізобетонний оголовок, має пірамідальний наскрізний отвір, надягають на палю з подальшим замонолічуванням. Після цього зверху на оголовок встановлюють балки збірного ростверку (рис. 13.24, а).

Застосування оголовка забезпечує надійне спирання ростверку на палі, відхилення яких від проектного положення в плані може досягати 6 см.

Недоліком такого рішення є додаткова витрата бетону і сталі на пристрій оголовків. Збірний ростверк із пальовими оголовками

рекомендується для будівель із технічним підпіллям за відмітки верху ростверку на рівні низу перекриття над підпіллям.

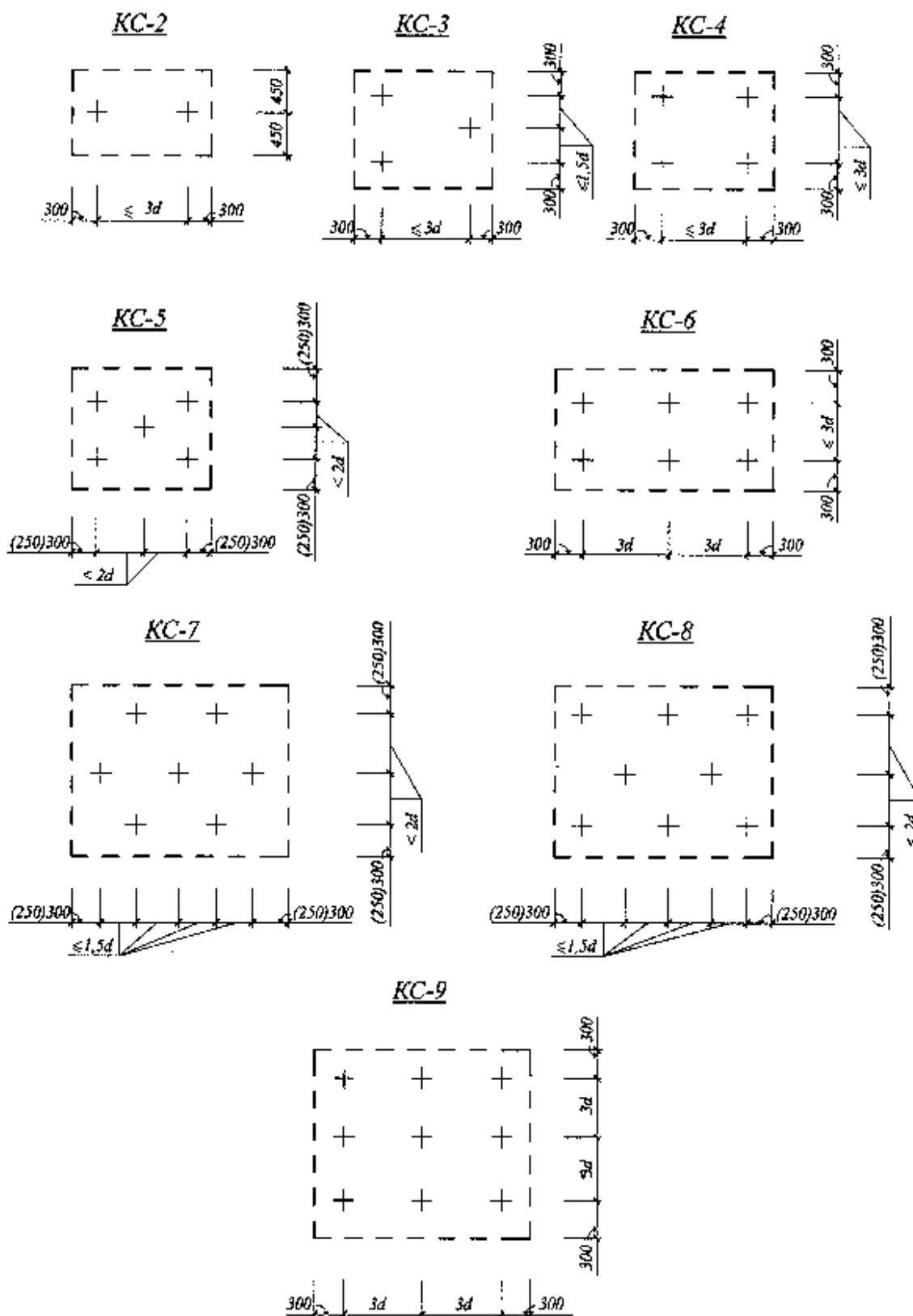


Рисунок 13.25 – Рекомендовані варіанти кузових ростверків

Для паль, розташованих в один ряд, за достатньо точного їхнього занурення (відхилення в плані від проектного положення не більше 4 см) доцільно застосування ростверків без спеціальних оголовків. У цьому випадку стрічковий ростверк становить систему балок, у яких передбачені пірамідальні отвори для забивання паль (рис. 13.24, в). Зазвичай такий конструктивний варіант реалізується за слабких ґрунтів або у разі використання коротких паль, коли забезпечується необхідна точність занурення.

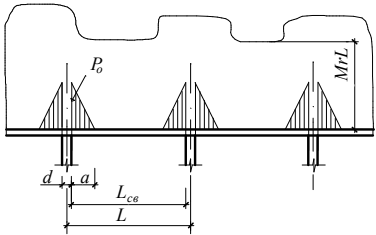
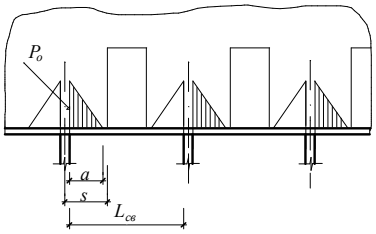
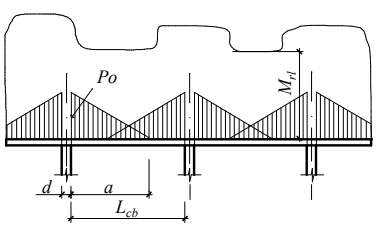
Для центрально-стиснутих паль із навантаженням до 400 кН, які занурюються з високою точністю (відхилення в плані і по висоті від проектного положення не перевищує 1 – 8 см), можливе вільне обпирання збірної ростверку на голови паль (рис. 13.24, б).

У практиці пальового фундаментобудування має місце застосування безростверкових фундаментів.

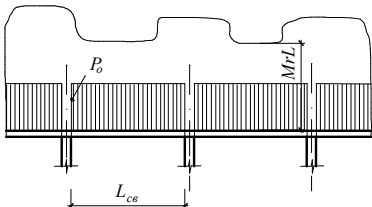
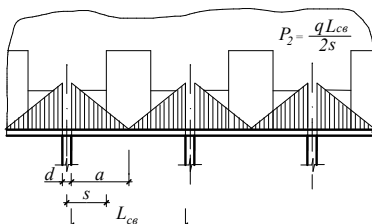
Обов'язково враховуються ґрунтові умови. Не допускається використання безростверкових фундаментів у разі обпирання паль на крупноуламкові і скельні ґрунти, у сейсмічних районах, на просадних і заторфованих ґрунтах.

Конструкція безростверкового фундаменту передбачає влаштування зверху паль збірних оголовків з отворами (рис. 13.24, г). Після чого оголовки замоноличуються бетоном або цементним розчином. Безпосередньо на них влаштовують панелі першого поверху, що використовуються як ростверк.

Таблиця 13.8 – Моменти у нерозрізному пальовому ростверку від цегляних та інших видах цегляних стін

Номер схеми	Сфера застосування	Схема навантаження	Момент на опорі	Момент у середині прольоту
1	2	3	4	5
1	$a \leq \frac{L_{cv}}{2}$		$\frac{-q_o a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_o a^2}{12}$
2	$a \leq \frac{L_{cv}}{2}$ $a < S$			
3	$\frac{L_{cv}}{2} \leq a \leq L_{cv}$		$\frac{-q_o a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_o}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p(L_p - 6a)}{a^2} \right]$

Продовження таблиці 13.8

1	2	3	4	5
4	$a \geq L_{ce}$		$\frac{-q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
5	$a > S$		$\frac{-q_0 S (3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

Умовні позначення:

q_0 – рівномірно розподілене навантаження від будівлі на рівні ростверку (вага стін, перекриттів, ростверку і корисне навантаження), тс/м;

P_0 – найбільша ордината епюри навантаження над гранню палі, тс/м;

a – довжина напівоснови епюри навантаження;

S – відстань від краю отвору до найближчої вісі;

L_{ce} – відстань між боковими гранями палі, м;

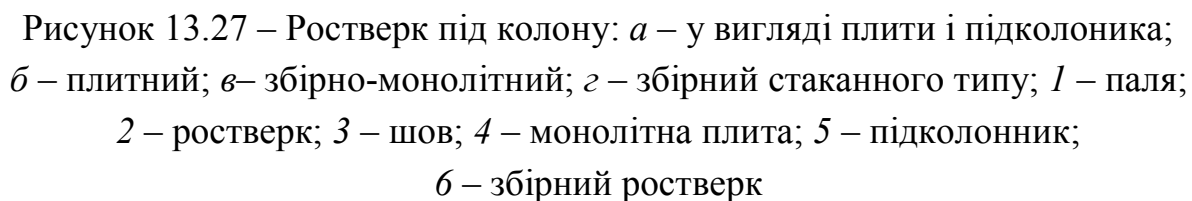
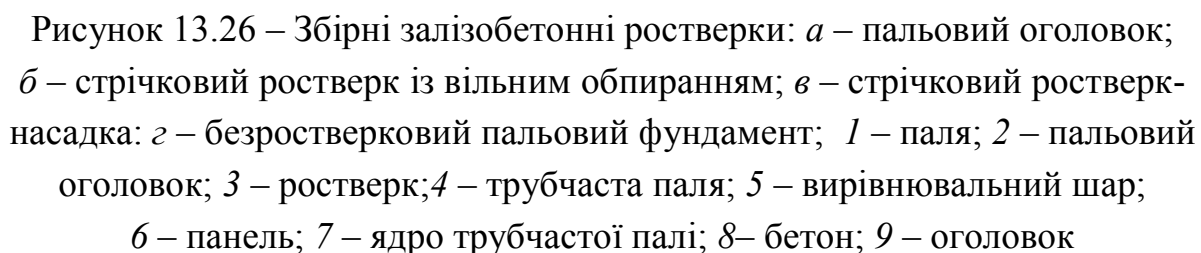
L_p – розрахунковий проліт ростверку, м.

Таблиця 13.9 – Безрозмірні коефіцієнти α_n

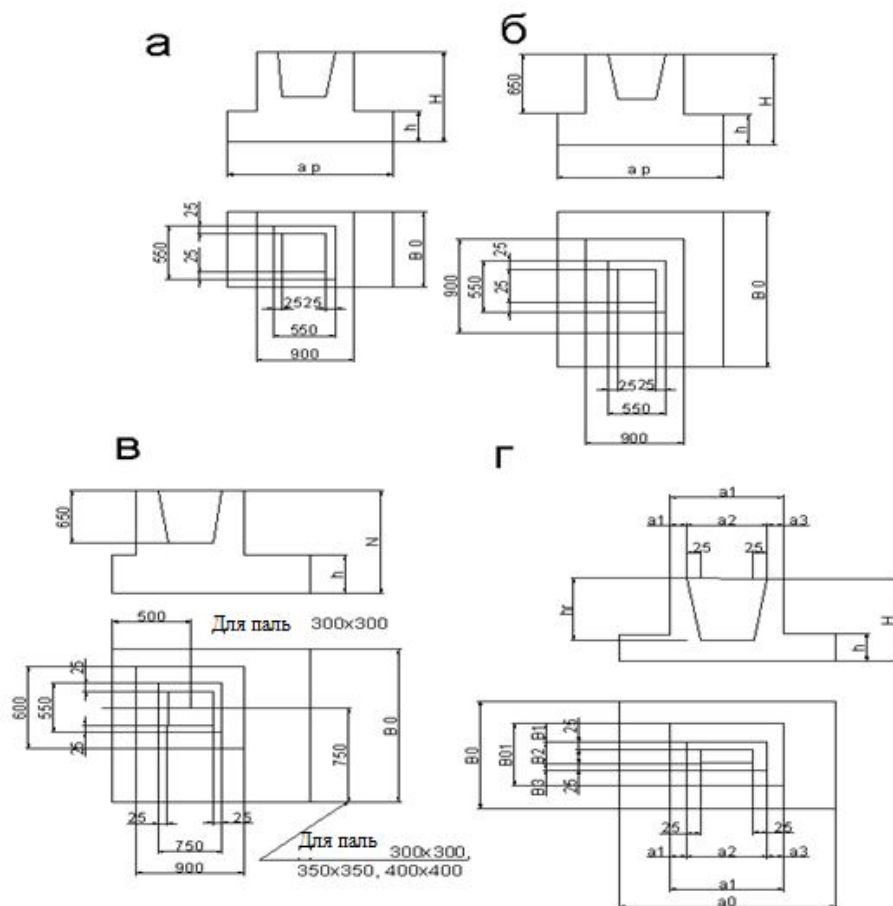
$\frac{z}{l_c}$	x/l_c												
	0	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\beta = 0,05$													
1,01	13,7907	8,0834	2,5951	1,9473	1,5013	1/2419	1,0487	0,8917	0,7590	0,6453	0,5475	0,4634	0,3915
1,1	5,1769	4,8590	4,1223	2,7469	1,6774	1,3103	1,0909	0,9262	0,7914	0,6772	0,5791	0,4945	0,4216
1,3	2,5773	2,5603	2,5109	2,3365	1,8759	1,4884	1,2156	1,0195	0,8692	0,7477	0,6458	0,5588	0,4837
1,5	1,8817	1,8773	1,8644	1,8151	1,6475	1,4419	1,2445	1,0729	0,9286	0,8073	0,7043	0,6158	0,5392
1,7	1,5240	1,5222	1,5168	1,4955	1,4173	1,3066	1,1821	1,0578	0,9411	0,8353	0,7408	0,6569	0,5826
1,9	1,2959	1,2949	1,2920	1,2806	1,2371	1,1716	1,0916	1,0050	0,9172	0,8321	0,7519	0,6776	0,6097
2,1	1,1338	1,3232	1,1314	1,1244	1,0974	1,0552	1,0015	0,9402	0,8749	0,8085	0,7432	0,6803	0,6209
2,3	1,0110	1,0106	1,0094	1,0048	0,9866	0,9577	0,9199	0,8754	0,8263	0,7748	0,7223	0,6703	0,6197
2,5	0,9140	0,9137	0,9129	0,9096	0,8967	0,8758	0,8482	0,8150	0,7775	0,7371	0,6950	0,6523	0,6097
$\beta = 0,1$													
1,01	9,05060	8,6979	5,3509	1,8597	1,4285	1,1884	1,0093	0,8628	0,7382	0,7606	0,5374	0,4568	0,3874
1,1	5,2092	4,9650	4,3346	2,8941	1,6489	1,2677	1,0547	0,8978	0,7699	0,6613	0,5676	0,4865	0,4162
1,3	2,6499	2,6319	2,5797	2,3940	1,8995	1,4853	1,2003	1,0011	0,8519	0,7328	0,6337	0,5492	0,4764
1,5	1,9195	1,9139	1,9002	1,8475	1,6690	1,4511	1,2440	1,0665	0,9194	0,7974	0,6949	0,6075	0,5321
1,7	1,5458	1,5439	1,5382	1,5157	1,4331	1,3167	1,1867	1,0578	0,9381	0,8340	0,7452	0,6652	0,5936
1,9	1,3102	1,3092	1,3061	1,2942	1,2487	1,1803	1,0973	1,0077	0,9174	0,8305	0,7492	0,6742	0,6060
2,1	1,1439	1,1432	1,1414	1,1342	1,1061	1,0623	0,0068	0,9437	0,8767	0,8099	0,7424	0,6788	0,6188
2,3	1,0185	1,0181	1,0168	1,0121	0,9933	0,9635	0,9246	0,8689	0,8287	0,7760	0,7226	0,6699	0,6187
2,5	0,9198	0,9195	0,9187	0,9153	0,9020	0,8806	0,8522	0,8182	0,7800	0,788	0,6990	0,6526	0,6096

Продовження таблиці 13.9

1	2													
$\frac{z}{l_c}$	x/l_c													
	0	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
$\beta = 0,2$														
1,01	6,7056	6,0955	5,7741	3,5721	1,3261	1,1113	0,9523	0,8210	0,7080	0,6094	0,5230	0,4474	0,3816	
1,1	4,7391	4,5442	4,3622	3,3313	1,6805	1,2170	1,0047	0,8575	0,7391	0,6384	0,6512	0,4750	0,4084	
1,3	2,7056	2,6886	1,6389	2,4581	1,9457	1,4943	1,1859	1,0785	0,8287	0,7123	0,6167	0,5358	0,4661	
1,5	1,9600	1,9551	1,9408	1,8859	1,6979	1,4666	1,2466	1,0602	0,9083	0,7846	0,5823	0,5960	0,5223	
1,7	1,5728	1,5708	1,5647	1,5410	1,4537	1,3309	1,1940	1,0591	0,9349	0,8245	0,7277	0,6433	9,5695	
1,9	1,3286	1,1327	1,3244	1,3118	1,3639	1,1921	1,1052	1,0118	0,9183	0,8289	0,7457	0,6698	0,6011	
2,1	1,1572	1,1565	1,1546	1,1470	1,1176	1,0719	1,0141	0,9486	0,8793	0,8096	0,7515	0,6768	0,6161	
2,3	1,0285	1,0281	1,0289	1,0218	1,0023	0,9713	0,9310	0,8837	0,8320	0,7779	0,7233	0,6695	0,6175	
2,5	0,9276	0,9273	0,9265	0,9229	0,9092	0,8871	0,8578	0,8228	0,7834	0,7412	0,6974	0,6532	0,6095	



У разі застосування збірних колон найбільш часто використовують ростверк, що складається із стаканного підколоники та плитної частини (рис. 13.27, *а*). Рекомендації за призначенням розмірів стаканного підколоники наведені на рисунку 13.28. Іноді використовують плитні ростверки (рис. 13.27, *б*), у яких передбачено поглиблення для опирання збірної колони. Розміри поглиблення приймають такими ж, як і внутрішні розміри стаканного підколоники.



Ростверки, наведені на рисунку 13.27, *а, б*, виконують монолітними із бетону марки не нижче 12,5. Збірно-монолітний ростверк (рис. 13.27, *в*) містить монолітну плитну частину та збірний підколонник.

У несприятливих кліматичних умовах можуть застосовуватися збірні ростверки стаканного типу (рис. 13.27, *з*), якщо вага їх не перевищує 20 – 27 т, а монтажні крани мають відповідну вантажопідйомність.

У випадках використання монолітної залізобетонної або сталевий колони ростверк складається тільки з плитної частини (рис. 13.29).

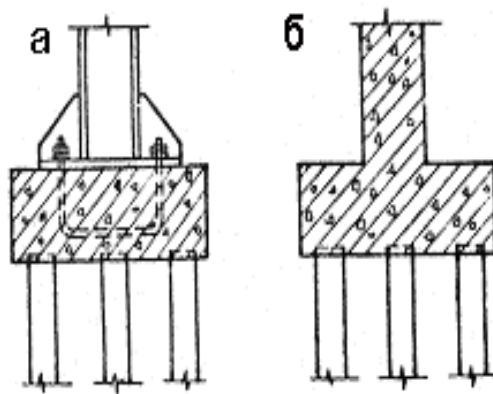


Рисунок 13.29 – Монолітні ростверки під колону:
а – металева; *б* – монолітна залізобетонна

Конфігурація та розміри підшови ростверку повністю визначаються розміщенням паль у куці.

Товщина плитної частини ростверку визначається розрахунками:

- на продавлювання колоною і кутовою палею нижньої плити ростверку;
- на поперечну силу по похилим перерізам;
- на вигин і місцевий стиск.

Під час розрахунку на місцевий стиск, що передається торцем палі, не має перевищувати розрахункового опору бетону ростверкової плити більш ніж на 30 %. Мінімальна товщина плити ростверку – 400 мм.

Конструктивні рішення і перевіірочні розрахунки ростверків для буронабивних паль принципово не відрізняються від конструктивних рішень і розрахунків раніше розглянутих ростверків для забивних паль. Ростверки куців із двох і трьох буронабивних паль для випадку застосування збірної колони подано на рисунку 13.30.

Якщо пальовий фундамент складається з однієї палі, вузол сполучення колони з палею виконується згідно з рисунком 13.31.

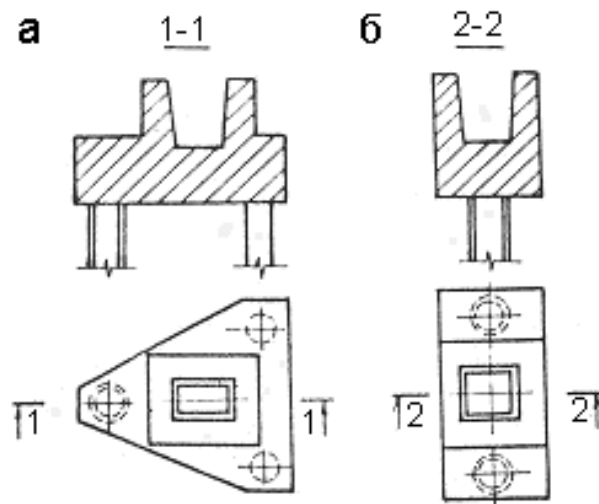


Рисунок 13.30 – Ростверки буронабивних паль:

a – із трьох паль ; *б* – із двох паль

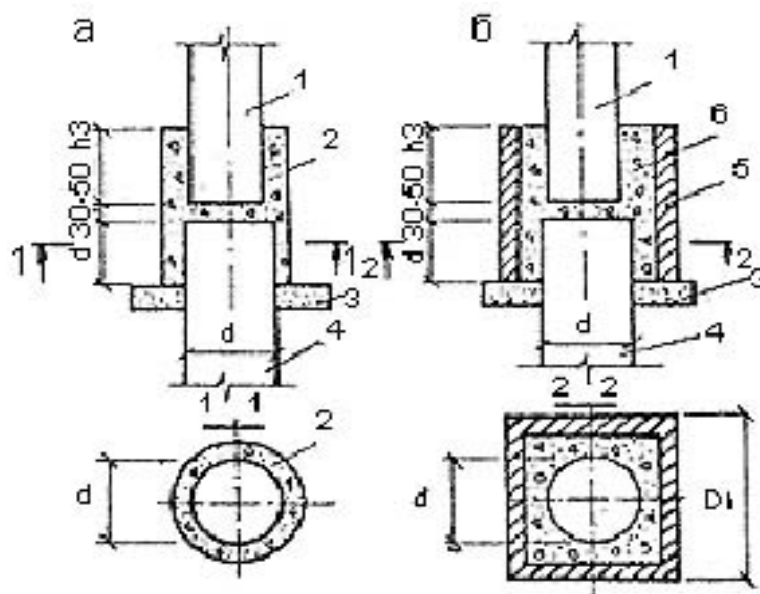


Рисунок 13.31 – Вузол сполучення колони з фундаментом із однієї палі: *a*

– у монолітному варіанті; *б* – у збірно-монолітному варіанті;

1 – колона; *2* – монолітна обойма; *3* – щебенева підготовка;

4 – паля; *5* – збірна залізобетонна обойма; *б* – бетонне заповнення об'єму

Сполучення пального ростверку з палями може бути вільно спираємим і жорстким.

Згідно з нормативними вимогами жорстке сполучення палі з ростверком необхідно у випадках, коли:

а) стовбури паль розташовуються в слабких ґрунтах (пухких пісках, пілуватоглинистих ґрунтах текучої консистенції, мулах, торфах, тощо);

б) у місці сполучення палі з ростверком навантаження, що передається на палю, прикладене з ексцентриситетом, що виходять за межі ядра перерізу палі;

в) на палі діють горизонтальні навантаження, переміщення яких за вільного обпирання виявляються більше граничних для проекрованої будівлі або споруди;

г) палі працюють на висмикувальне навантаження.

Під час вибору способу сполучення палі з ростверком навантаження на кожен палю визначаються з припущення, що такі сумарні навантаження на фундамент, як вертикальна сила N , горизонтальна сила T та згинальний момент M розподіляються між палями рівномірно. Якщо жоден із названих випадків, коли потрібне жорстке закладання паль у ростверк, не реалізується, передбачається вільне обпирання ростверку на палю.

Жорстке сполучення палі з ростверком досягається одним із таких способів:

1) закладанням палі в ростверк на глибину, що дорівнює її перерізу;

2) заведенням у ростверк випусків поздовжньої арматури паль. Тіло палі заводять у ростверк на глибину 50 – 100 мм при проектуванні промислових і цивільних будинків та на 150 мм – для мостів.

Реалізація іншого способу сполучення з використанням забивних паль досягається частковим руйнуванням голови палі й оголенням поздовжньої арматури.

Глибину закладання h_a палі або випусків арматури у ростверк визначають, керуючись нормами з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій. Розрахункова глибина закладання h_a має бути не менше значень, що впливають із конструктивних вимог:

1. Для фундаментів промислових і цивільних будівель прийнята умова $h_a \geq d$, а проте $h_a \geq 300$ мм у разі використання забивних паль суцільного перерізу; $h_a \geq 450$ мм для порожнистих круглих паль діаметром 30 – 80 см; $h_a \geq 500$ мм для буронабивних паль (де d – розмір

сторони поперечного перерізу або діаметр круглої палі).

У разі використання попередньо напружених паль довжиною понад 6 м для жорсткого з'єднання застосовують додатковий каркас із не напружуваної арматури, який закладають у ростверк або оголовок на глибину не менше ніж на 20 діаметрів поздовжнього стрижня каркаса палі і не менше ніж на 250 мм.

2. При проектуванні пальових фундаментів мостів $h_a \geq 2d$ та $h_a \geq 1,2$ м за $d = 0,6$ м.

У разі закладення стовбура палі в ростверк на 150 мм випуски арматури мають бути по довжині не менше 25 діаметрів стрижня з арматури періодичного профілю і 40 діаметрів – із гладкої арматури.

Приклади жорсткого сполучення палі з ростверком подано на рисунку 13.31.

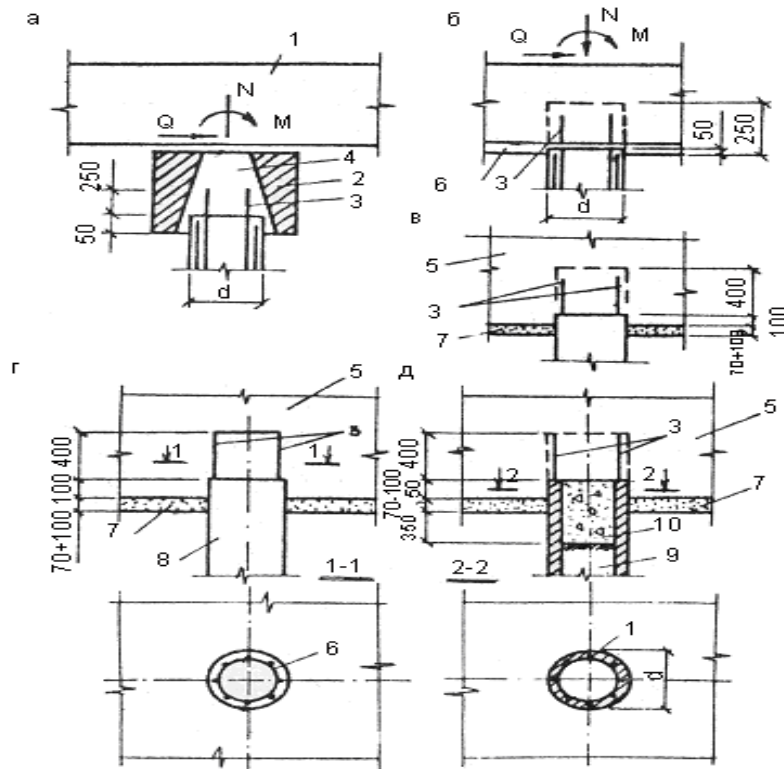


Рисунок 13.32 – Жорстке сполучення палі з ростверком: а – з'єднання головної частини палі з насадкою; б, в – з'єднання ростверку з палею прямокутного профілю; г, д – з'єднання круглих паль із ростверком;

1 – надфундаментна конструкція; 2 – насадка; 3 – випуски арматури; 4 – порожнина, яка заповнюється бетоном; 5 – ростверк; 6 – спіральний хомут; 7 – підготовка; 8 – кругла паля суцільного перерізу; 9 – ґрунтове ядро порожнистої палі; 10 – кругла порожня паля

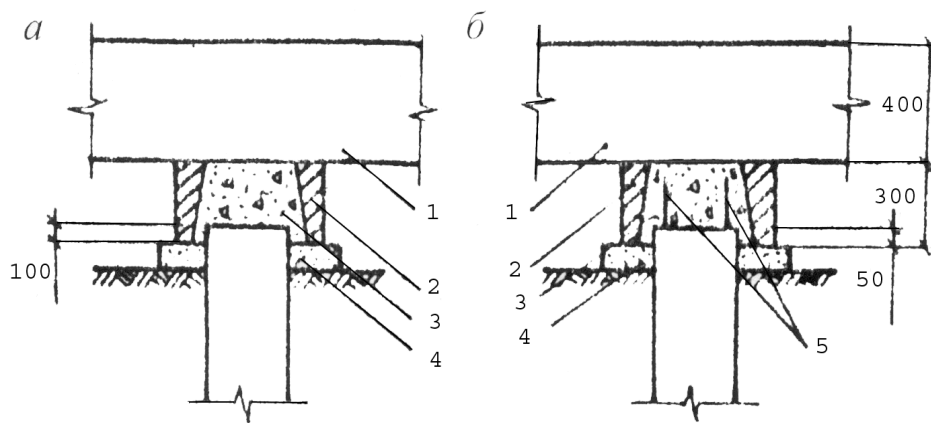


Рисунок 13.33 – Вільне обпирання ростверків на палі з насадками:
а – обпирання без арматурних випусків; *б* – обпирання з використанням
 випусків арматури; 1 – ростверк; 2 – насадка;
 3 – порожнина, яка заповнюється бетоном; 4 – бетонна підготовка;
 5 – випуски арматури

Вільне обпирання ростверку на палю в розрахункових схемах вважається шарнірним з'єднанням. При монолітному ростверку шарнірне з'єднання забезпечується конструктивно закладанням голови палі в ростверк на глибину 5 – 20 см. Така глибина закладання гарантує рівномірну передачу навантажень по всьому перерізу палі. Якщо забитву палю не вдається занурити до проектної відмітки, головну частину палі зрубують до позначки, що на 5 см перевищує позначку підшви ростверку. При цьому випускання поздовжньої арматури в ростверк не потрібен.

При використанні збірних ростверків з оголовками палі заводять в оголовок не менш ніж на 10 см. Палі, не доведені при зануренні до проектної позначки, зрубують таким чином, щоб забезпечити вказану величину закладання у ростверк (рис. 13.33, *а*).

У випадках застосування збірних ростверків із пірамідальними отворами палю заводять у ростверк на 50 мм (рис. 13.33, *б*). У безростверкових пальових фундаментах глибина закладення палі в збірний оголовок дорівнює 200 мм.

13.4.3 Розрахунок пальових фундаментів за деформаціями

Розрахунок споруд за деформаціями основ є обов'язковим, згідно з вимогами ДБН В.2.1. -2009, його необхідно виконувати, дотримуючись умови:

$$S_{\Sigma} \leq S_u, \quad (13.28)$$

де S_{Σ} – сумарна сумісна деформація основи й споруди від діючих факторів і впливів; s_u – граничне значення деформації споруди, визначається розрахунком або за таблицею ДБН.

Умова (13.28) повинна виконуватися для всіх нормованих видів деформацій (осад, кренів, горизонтальних переміщень), які можуть виявитися визначальними для фундаменту.

Розрахунку за деформаціями підлягають фундаменти з завислих паль, які сприймають стискальні навантаження. Нормативними документами передбачено декілька методів розрахунку деформацій залежно від типу фундаменту, виду деформацій і характеру завантажень.

13.4.4 Методи розрахунку осад (деформацій) основ пальових фундаментів

Згідно з нормами на проектування основ і фундаментів розрахунок по деформаціям є обов'язковою вимогою.

Розглянемо найвикоритовуваніші методи розрахунку за деформаціями (осад) різних типів пальових фундаментів.

Так, осадки основ стрічкових пальових фундаментів можна визначити за формулою:

$$S = \frac{q_0(1-\nu^2)}{\pi E} \delta_0, \quad (13.29)$$

де q_0 – погонне навантаження на пальовий фундамент; ν – коефіцієнт Пуасона; E – модуль деформації ґрунту активної зони; δ_0 – безрозмірний коефіцієнт, який приймається за номограмою (рис. 13.34) залежно від наведеної ширини фундаменту $\beta = b_c/l_c$ (l_c – глибина занурення палі; b_c – ширина фундаменту) і наведеної глибини активної зони z_0/l_c (де z_0 – глибина нижньої межі активної зони).

Деформацію ґрунту під пальовими фундаментами визначають у межах активної зони.

Нижня межа активної зони розташовується на глибині, де додаткові напруги від фундаменту не перевищують структурної міцності ґрунту.

Допускається нижню межу активної зони приймати на глибині, де напруження від зовнішнього навантаження не перевищують 0,01 МПа.

Напруження від зовнішнього навантаження в активній зоні стрічкових пальових фундаментів:

$$\sigma_z = \frac{q_0}{\pi l_c} \alpha_n, \quad (13.30)$$

де q_0 – погонне навантаження на стрічковий паловий фундамент, разом із вагою ґрунтопального масиву; l_c – глибина занурення паль у ґрунт, рахуючи від підосви ростверку; α_n – безрозмірний коефіцієнт, який приймається за таблицями, залежно від наведених значень ширини пального фундаменту $\beta = b_c / l_c$, глибини розглянутої точки z / l_c і відстані розглянутої точки від вісі стрічкового фундаменту x / l_c (де b_c – ширина фундаменту; x – відстань розглянутої точки до вісі фундаменту; z – глибина розглянутої точки).

Напруги в площині нижнього кінця паль не повинні перевищувати розрахункового тиску на ґрунт на цьому ж рівні.

Межі умовного фундаменту визначаються: зверху – поверхнею планування ґрунту, знизу – площиною, що проходить через нижні кінці паль, з боків – вертикальними площинами, що проходять по зовнішнім граням крайніх рядів паль.

Палі й затиснутий між ними ґрунт становлять єдиний ґрунтопальовий масив (рис. 13.33).

Коефіцієнт Пуассона ν при практичних розрахунках рекомендується приймати таким: для крупноуламкових ґрунтів – 0,27, для пісків і супісків – 0,30, для суглинків – 0,35, для глин – 0,42.

Значення коефіцієнта δ_o визначають за номограмою на рисунку 13.34 у такий спосіб. Через точку, відповідно до обчисленого значення приведеної глибини стисливої товщі z_o / l_c , проводять пряму, паралельну вісі абсцис, до перетину з лінією приведеної ширини фундаменту $\beta = b_c / l_c$ і опускають перпендикуляр до лінії коефіцієнта Пуассона ґрунту. Із точки перетину проводять лінію, паралельну вісі абсцис, до перетину з віссю ординат, на якій наведені значення коефіцієнта δ_o .

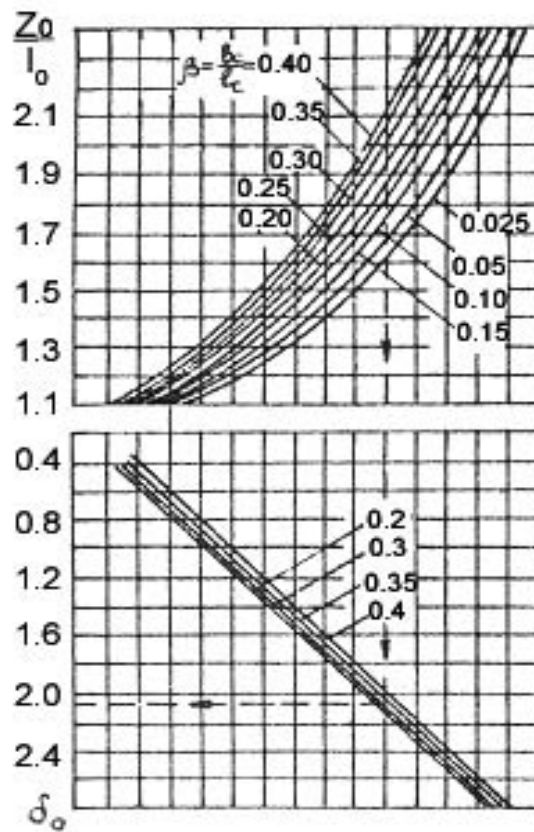


Рисунок 13.34 – Номограма для визначення коефіцієнта δ_0

Модуль деформації активної зони E , що враховує ущільнення ґрунту в результаті забивання паль, визначають за експериментальними даними випробувань ґрунту з допомогою палі-штампа, навантажених паль статичним зондуванням. За відсутності таких даних можуть бути використані графіки А. А. Луга (рис. 13.36), де так званий еквівалентний модуль пружності $E_{\text{эо}}$ наводиться залежно від виду ґрунту, його щільності або консистенції й розрахункової глибини стислої товщі. Ці графіки побудовані за даними натурних спостережень за стабілізованими осадами різних споруд.

Якщо в межах розрахункової глибини стиснення z_0 ґрунт основи представлений двома або більше шарами товщиною t_1, t_2, t_3 (рис. 13.37), то еквівалентні модулі загальної деформації $E_{\text{эок}}$ для ґрунтів цих шарів приймають по тим саме графікам (рис. 13.34), вважаючи глибини стиснення такими, що дорівнюють відповідно $z_0, (z_0 - t_1), (z_0 - t_2)$.

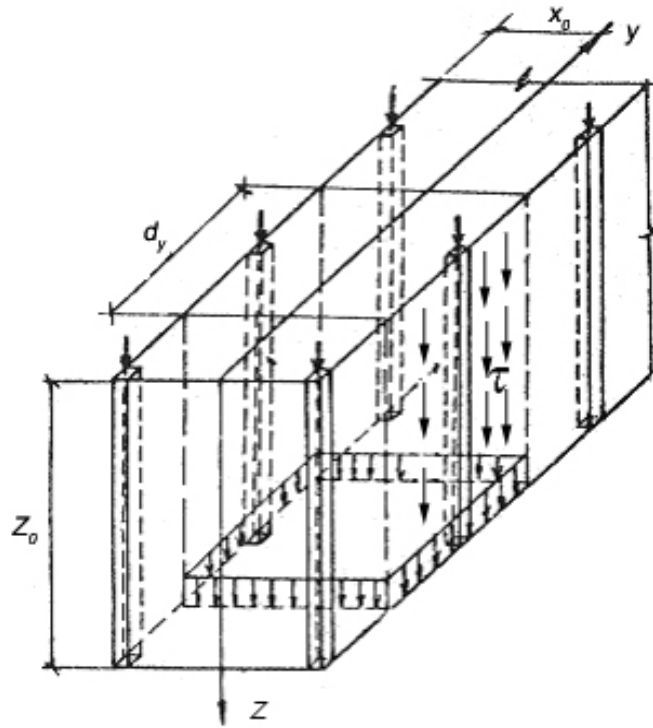


Рисунок 13.35 – Схема ґрунто-пального масиву

За шаруваті основи в формулу (13.31) необхідно вводити середньозважений у межах активної зони модуль деформації:

$$E_{cp} = \frac{\sum E_i t_i}{\sum t_i}, \quad (13.31)$$

де E_i – модуль деформації i -го шару, ґрунту який визначається експериментально або за графіками на рисунку 13.34; t_i – потужність i -го шару ґрунту в межах активної зони.

Розрахунок деформацій (13.29) можливий, якщо в межах активної зони ґрунт знаходиться в стадії лінійного деформування, тобто виконується умова:

$$\sigma_{zp} \leq R_z, \quad (13.32)$$

де σ_{zp} – додаткове напруження на глибині z , визначається за (13.30); R_z – розрахунковий опір ґрунту для умовного фундаменту, має габарити ґрунто-пального масиву; його знаходять за формулою (13.33):

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_\gamma K_z b_{\gamma_{II}} + M_q d_I \gamma'_{II} + M_c c_{II}), \quad (13.33)$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи; M_γ, M_q, M_c – коефіцієнти, які визначаються залежно від величини кута внутрішнього тертя ґрунту під нижнім кінцем палі; K_z – коефіцієнт, що приймається за вказівками СНіП 2.02.01-83, п. 2.41; b, d_I – відповідно ширина та глибина закладання фундаменту (від планувальної позначки), які приймають такими, що дорівнюють ширині B_y і висоті H_y ґрунто-пального масиву; $\gamma_{II}, \gamma'_{II}$ – усереднені значення питомої ваги ґрунтів, що залягають відповідно під нижніми кінцями паль і в межах довжини палі; c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає під нижнім кінцем палі.

Умову (13.32) необхідно перевіряти з урахуванням виникнення під нижніми кінцями паль ущільненої зони, що виникає під час занурення паль. Потім порівнюють додатковий σ_z та розрахунковий R_z тиск, який визначається на двох глибинах: під нижнім кінцем палі й на кордоні ущільненої зони, потужність якої дорівнює трьом діаметрам палі, починаючи від площини їхніх нижніх кінців.

Порядок розрахунку осад стрічкового фундаменту такий:

- 1) уточнюють навантаження на фундамент на рівні нижніх кінців паль з урахуванням ваги ґрунто-пального масиву;
- 2) обчислюють розрахункове навантаження з коефіцієнтом надійності $\gamma_f > 1$ для визначення додаткових напружень і навантаження з коефіцієнтом надійності, що дорівнює $\gamma_f = 1$, для визначення осад;
- 3) будують епюру додаткових напружень;
- 4) напруги визначають за формулою (13.30) під нижніми кінцями паль і на межі ущільненої зони.

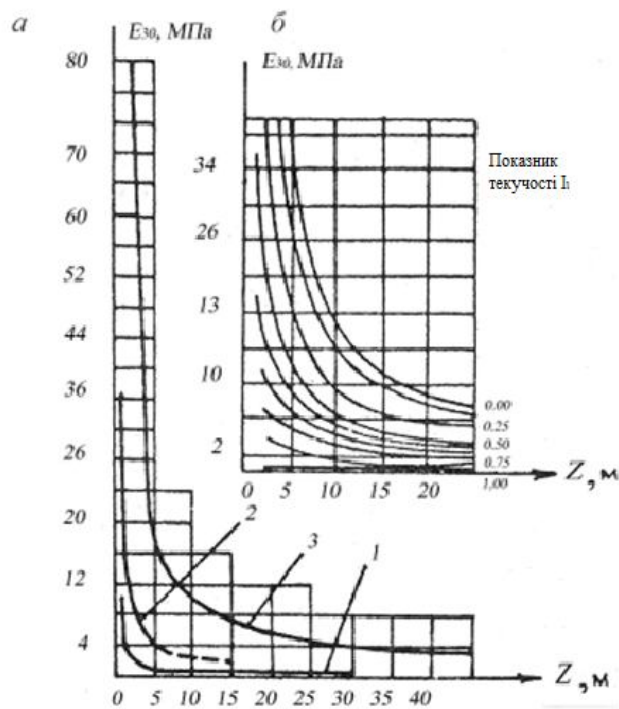


Рисунок 13.34 – Графіки А. А. Луга для визначення еквівалентного модуля деформації ґрунту: а – для пісків; б – для пилувато-глинистих ґрунтів; 1 – рихлий пісок; 2 – пісок середньої щільності; 3 – щільний пісок

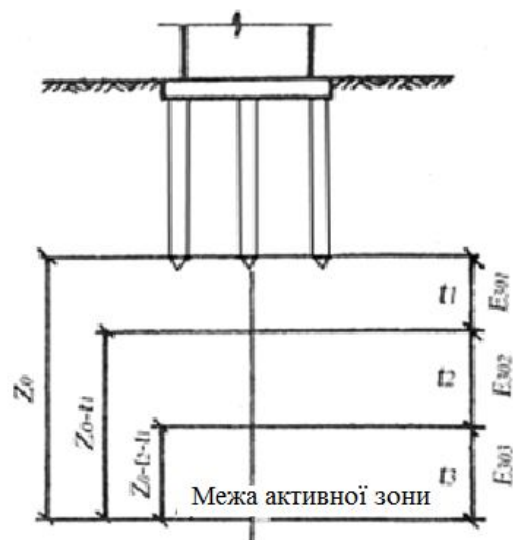


Рисунок 13.35 – Схема визначення еквівалентних модулів загальної деформації ґрунту для шаруватої основи

У разі невиконання умови (13.32) $\sigma_{zp} \leq R_z$ варто змінити розміри фундаменту або зменшити навантаження на фундамент і повторити розрахунки, починаючи з п. 1;

5) знаходять межу активної зони;

6) за відсутності експериментальних даних обчислюють модуль загальної деформації ґрунту, використовуючи графік на рисунку 13.34 (13.31) визначають параметр E_{cp} ;

7) за номограмою на рисунку 13.32 визначають параметр δ_o ;

8) за формулою (13.29) обчислюють осад стрічкового фундаменту.

Розрахунок осаду одиночних паль, що прорізають шар ґрунту з модулем зсуву G_1 і коефіцієнтом Пуасона ν_1 і спираються на ґрунт, розглянутий як лінійно-деформований півпростір, що характеризується модулем зсуву G_2 і коефіцієнтом Пуасона ν_2 , допускається виконувати за $N \leq F_d / \gamma_k$ та умови $l/d > 5$, $G_1 l / G_2 d > 1$ (де l – довжина палі, м; d – діаметр або сторона поперечного перерізу палі, м) за формулами:

а) для одиночної палі без розширення:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (13.34)$$

де N – вертикальне навантаження, що передається на палю, мН;

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\alpha}, \quad (13.35)$$

β' – коефіцієнт, відповідний абсолютно жорсткій палі ($EA = \infty$), $\beta' = 0,17 \ln(K_v G_1 l / G_2 d)$; λ_1 – параметр, що визначає збільшення осад палі шляхом стиснення стовбура:

$$\lambda_1 = \frac{2,12 \alpha^{3/4}}{1 + 2,12 \alpha^{3/4}}, \quad (13.36)$$

де α' – той же коефіцієнт для однорідної основи з характеристиками G_I та ν_I ; $\alpha' = 0,17 \ln(K_{\nu_I} l/d)$; α – відносна жорсткість палі, $\alpha = EA/G_I l^2$; EA – жорсткість стовбура палі на стиск МН; $K_{\nu} = 2,82 - 3,78\nu + 2,18\nu^2$ відповідно за $\nu = (\nu_1 + \nu_2)/2$ та за $\nu = \nu_I$;

б) для одиночної палі з розширенням:

$$s = \frac{0,22N}{G_2 d_b} + \frac{Nl}{EA}, \quad (13.37)$$

де d_b – діаметр розширення палі.

Характеристики G_I та ν_I приймають осередненими для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, а G_2 та ν_2 – у межах 10 діаметрів палі або розширення (для палі з розширенням) за умови, що під нижніми кінцями палі відсутні торфи, мули і ґрунти текучої консистенції.

Осад у кушових палевих фундаментів розраховують як для умовного фундаменту (УФ) на природній основі.

У ході розрахунку виконують такі вимоги:

- а) визначають розміри УФ;
- б) перевіряють дотримання умови $\sigma < R$ на рівні підшви УФ;
- в) визначають осад УФ.

Передбачається, що умовний фундамент, який включає ростверк, палі й ґрунт, що знаходиться між ними, як і фундамент на природній основі, передає тиск на основу тільки по підшві. Опір ґрунту по бічних поверхнях УФ враховують збільшенням його підшви на величину $l_c \tan \varphi_{cp}/4$ із кожної сторони (рис. 13.36), де l_c – глибина занурення палі у ґрунт; φ_{cp} – середньозважене значення кута внутрішнього тертя ґрунту в межах довжини палі:

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{l}, \quad (13.38)$$

φ_i – кут внутрішнього тертя i -го шару ґрунту, пройденого палею;

h_i – товщина i -го шару ґрунту на контактній поверхні палі.

Розміри УФ (рис. 13.36) знизу обмежуються площиною $a_1 d_1$, яка проходить через нижні кінці паль; із боків – вертикальними площинами $a_1 a_2$ та $d_1 d_2$, що відстоять від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані $l_c \operatorname{tg} \varphi_{cp} / 4$; зверху – поверхнею планування ґрунту $b_1 c_1$.

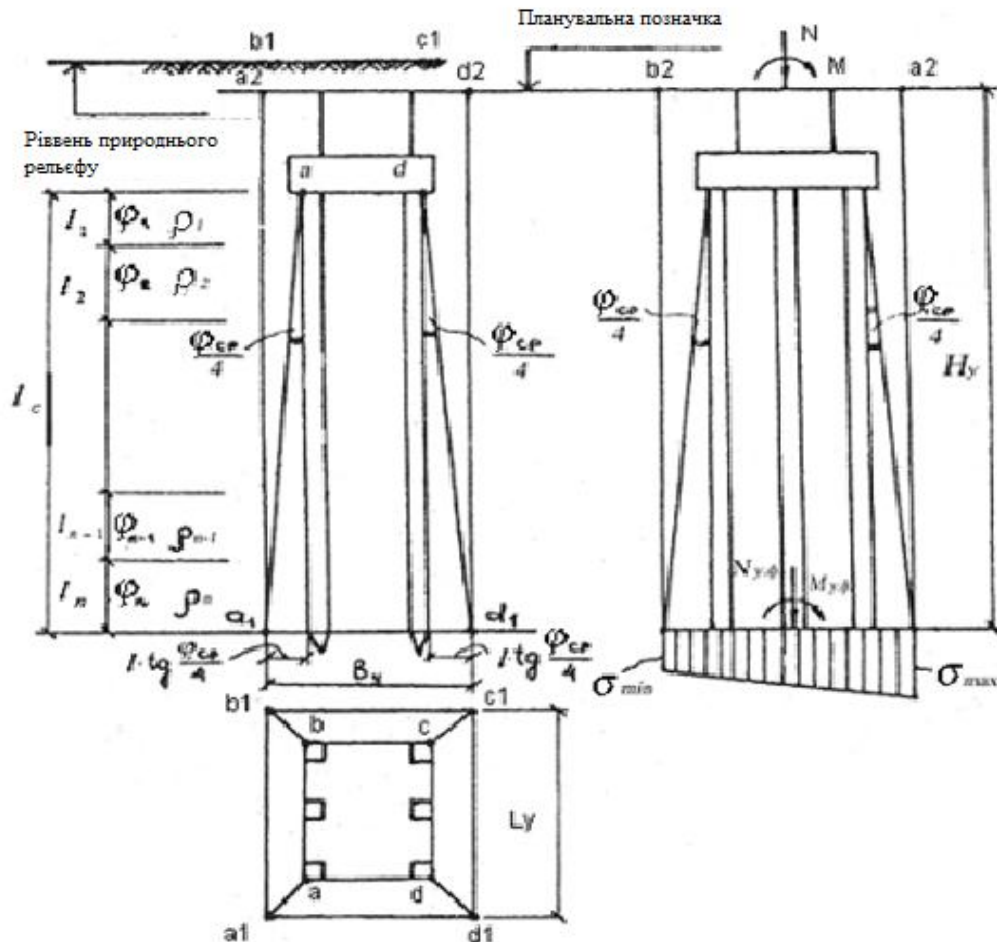


Рисунок 13.36 – Схема визначення розмірів ґрунто-пального масиву (умовного фундаменту) для розрахунку осідань куцого пального фундаменту

Виконання умови (13.32) дозволяє використовувати розрахункові формули для лінійно-деформованої основи, зокрема застосувати для розрахунку осад метод пошарового підсумовування. Приймають прямолінійний обрис епюри реактивного тиску під подошвою УФ. Для позацентрово-навантаженого фундаменту максимальний тиск під подошвою умовного фундаменту знаходять за формулою:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B_y L_y} - \frac{M}{W}, \quad (13.39)$$

де N – вертикальне навантаження по підшві УФ з урахуванням ваги ґрунто-пального масиву; B_y, L_y – сторони підшви УФ; M – згинальний момент на рівні підшви УФ; W – момент опору підшви УФ, $W = \frac{B_y L_y^3}{6}$.

Розрахунковий опір ґрунту визначають за формулою (13.33) з підстановкою габаритних розмірів УФ.

Осад УФ методом пошарового підсумовування розраховують із побудови епюр побутових та додаткових тисків, а також визначення нижньої межі стисливої товщі. Осаду стрічкових пальових фундаментів промислових і цивільних будинків визначають за (13.29).

Осаду та крени фундаментів з розмірами більше 10 * 10 м рекомендується визначати з використанням розрахункової схеми основи у вигляді лінійно-деформованого шару кінцевої товщини. Водночас необхідно:

- а) вводити в розрахунок навантаження, що діють на рівні підшви плитного ростверку;
- б) враховувати деформації тільки тих ґрунтів, які залягають нижче вістря паль.

Таким чином, використовуються розрахункові схеми на рисунку 13.37, на яких розрахункова товща стислого шару H_c відраховується від нижніх кінців паль. На рисунку 13.37 прийняті такі позначення: N, M – відповідно вертикальна сила і згинальний момент по підшві ростверку; P – середній тиск під підшвою умовного фундаменту (УФ).

Осаду фундаментів із пальових полів рекомендується визначати за формулою:

$$s = \frac{0,12 P_p b}{E}, \quad (13.41)$$

де P_p – середній тиск на основу на рівні підшви плитного ростверку; b – ширина або діаметр фундаменту; E – середньозважений модуль деформації стиснутої товщі, яка приймається такою, що дорівнює ширині фундаменту, починаючи від площини нижніх кінців паль.

У разі різнорідного за стислістю основи середньозваженого значення модуля деформації визначають за формулою:

$$E = \frac{l}{b} [E_1 h_1 k_1 + E_2 h_2 k_2 + \dots + E_i (b - \sum h_i) k_i], \quad (13.42)$$

де E_1, E_2, \dots, E_i – модулі деформації першого, другого, ..., i -го шарів; h_1, h_2, \dots, h_i – потужність першого, другого, ..., i -го шарів; k_1, k_2, \dots, k_i – коефіцієнт, що враховує глибину залягання шару ґрунту, що приймають за таблицею 13.9 залежно від глибини розташування підшви шару.

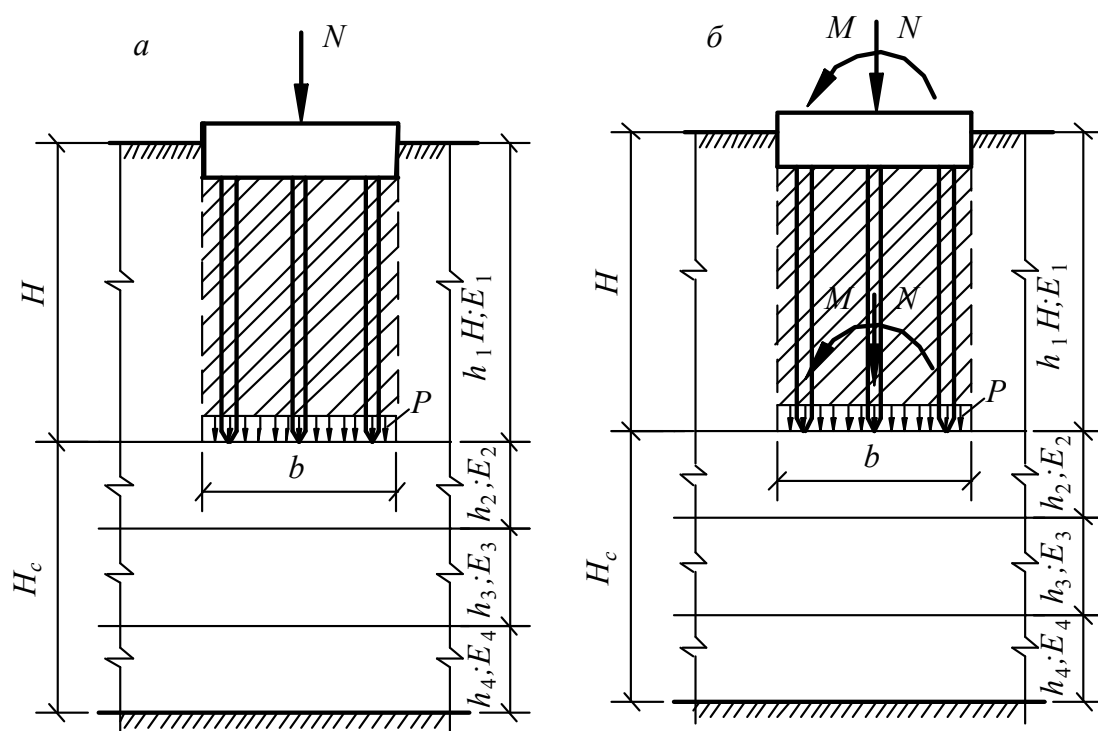


Рисунок 13.37 – Схема розрахунку фундаментів із пальових полів:

a – центральне завантаження; b – позацентрове завантаження

Для розглянутого випадку використання таблиці 13.9 передбачає підстановку k замість α_n .

Розрахунок паль на спільну дію вертикальних, горизонтальних сил і моментів зводиться до розрахунку одиночної палі. Якщо паля входить до складу фундаменту, спочатку визначають, яка частина величин N, T, M припадає на кожну палю.

Для пальових кущів промислових і цивільних будівель навантаження на палю від дії N та M визначають за (13.16), а навантаження від горизонтальної сили T вважається рівномірно розподіленим між палями.

Методом переміщень розраховують статично невизначеної систему «ростверк-паля-грунт». При цьому ґрунтова товща моделюється лінійно-деформованим середовищем із використанням гіпотези Вінклера (у результаті отримують значення навантажень N , T , M на кожному палю на рівні підшви ростверку).

ГЛАВА 14 ШТУЧНІ ОСНОВИ. МЕТОДИ ПОЛІПШЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ

У будівельній практиці часто зустрічаються ґрунти несприятливі для використання їх як природні основи. До них належать пухкі піски, ґрунти насипні, слабкі водонасичені, а також ґрунти, що отримали загальну назву структурно-нестійких. Характерною рисою таких ґрунтів є значні і, як правило, нерівномірні деформації під навантаженням унаслідок недостатньої структурної міцності. Використання структурно-нестійких ґрунтів як основ у їх природному вигляді може бути причиною втрати стійкості фундаментів і будівель у цілому. Під час проектування об'єктів будівництва на слабких ґрунтах зовсім не означає застосування в таких випадках тільки пальових фундаментів. Аналіз даних інженерно-геологічних вишукувань, що передують будівництву, дозволяє визначити заходи, спрямовані на поліпшення будівельних властивостей слабких ґрунтів до такого рівня, коли вони можуть бути використані в якості природні основи. Методи і технічні прийоми поліпшення ґрунтових основ наведені в таблиці 14.1.

Таблиця 14.1 – Методи і технічні прийоми поліпшення ґрунтових основ

Тип перетворення основ	Методи улаштування основ	Види основ і способи їхнього посилення	Ґрунтові основи, які підлягають посиленню до початку будівництва
1	2	3	4
I	Заміна ґрунту	1. Піщані подушки (заміна ґрунту)	Слабкі сильностискувані ґрунти (мули, зв'язні ґрунти у текучому стані, торфи, заторфовані, насипні і просадні ґрунти)
		2. Ґрунтові подушки з місцевого зв'язного ґрунту	

1	2	3	4
		3. Кам'яні, піщано-гравійні та інші підсипки	Мули та інші слабкі ґрунти, які залягають під шаром води
II	Механічне ущільнення	1. Поверхнєве ущільнення ґрунтів: <ul style="list-style-type: none"> важким трамбуванням катками, легким трамбуванням, транспортними засобами, площадочними вібраторами та іншими механізмами витрамуванням котлованів під окремі фундаменти 	<p>Макропористі просадні, пухкі піщані, свіжоукладені зв'язкові і насипні ґрунти за ступеню вологості $S_r \leq 0,7$</p> <p>Те саме за пошарового укладання відсипних ґрунтів</p> <p>Пухкі піщані ґрунти за пошарового укладання</p> <p>Макропористі просадні (I тип просідання) та інші пилувато-глинисті ґрунти за $S_r < 0,7$</p>
		2. Глибинне ущільнення ґрунтів: <ul style="list-style-type: none"> ґрунтовими палями з місцевого ґрунту піщаними палями віброущільненням або гідровіброущільненням і вибухами попереднім замочуванням попереднім замочуванням і глибинними вибухами 	<p>Макропористі просадні ґрунти</p> <p>Пухкі пилуваті й дрібні піски, слабкі сильностискувані заторфовані ґрунти</p> <p>Пухкі піщані ґрунти</p> <p>Макропористі просадні ґрунти</p> <p>Те саме</p>
		3. Попереднє обтиснення ґрунтів: <ul style="list-style-type: none"> зниженням рівня підземних вод за допомогою зовнішньої пригрузки і влаштування вертикальних дренажів 	<p>Слабкі сильностискувані водонасичені ґрунти (при знятті вісової дії води)</p> <p>Слабкі сильностискувані пилувато-глинисті й заторфовані ґрунти</p>

1	2	3	4
III	Закріплення	1. Силікатизація	Піски і макропористі просідаючі ґрунти
		2. Закріплення синтетичними смолами	Те саме
		3. Цементация	Тріщинувата скеля, гравій і піщані ґрунти
		4. Закріплення вапняними і ґрунто-цементними палями	Слабкі сильно стискувані водонасичені піщаво-глинисті і заторфовані ґрунти
		5. Електрохімічне закріплення	Слабкі піщаво-глинисті ґрунти (при коефіцієнті фільтрації $k_f \leq 0,01$ м/добу)
		6. Електроосмос	Макропористі просідаючі ґрунти

14.1 Ґрунтові подушки й армування слабких основ

Якщо ґрунт нижче підшви фундаменту має низький розрахунковий опір, необхідно значно розвинути ширину (або площу підшви фундаменту). Водночас значно зростає вартість фундаменту. У таких випадках доцільніше замінити частину природного ґрунту насипним із більш високим розрахунковим опором.

Замінений нижче підшви фундаменту ґрунт називають подушкою. Від того, яким ґрунтом замінений природний ґрунт, подушки бувають: піщані, щебеневі, гравійні та ін. Подушку зазвичай розглядають як верхній шар двошарової основи, підстиляючим шаром якого є місцевий ґрунт.

Під час проектування необхідно визначити розміри ґрунтової подушки в плані і по вертикалі. З огляду на практичний досвід, товщину подушки беруть 1,0 – 3,0 м, у межах якої відбувається заміна шару слабого ґрунту. Ґрунтові подушки повинні мати слабку стискуваність, високий опір зрушенню, стійкість скелета під час руху ґрунтових вод.

Обов'язковою вимогою під час проектування і влаштування ґрунтових подушок є перевірка їх на деформацію від сумарного навантаження N і ваги ґрунтової подушки в шарі ґрунту нижче підшви подушки.

Якщо величина сумарної деформації ґрунтової подушки і підстиляючого шару ґрунту виявиться більше допустимої величини S_u для цієї споруди, то в такому випадку товщину ґрунтової подушки h_n необхідно збільшити до розміру, за якого буде дотримана умова:

$$S \leq S_u. \quad (14.1)$$

Під час влаштування ґрунтових подушок необхідно по змозі використовувати місцеві ґрунтові матеріали (піски, супіски, суглинки і глини), які піддаються ущільненню. Водночас необхідно обов'язково здійснювати в процесі виконання робіт контроль за якістю ущільнення ґрунту, відповідності його значень оптимальної вологості w_o і щільності ($16,5 - 17,5 \text{ кН/м}^3$).

Під час облаштування стрічкових фундаментів кожен шар ґрунту (15 – 20 см) ущільнюють катками, а для окремо розташованих фундаментів ущільнення здійснюють віброплитами, пневмо- або вібротрамбуванням.

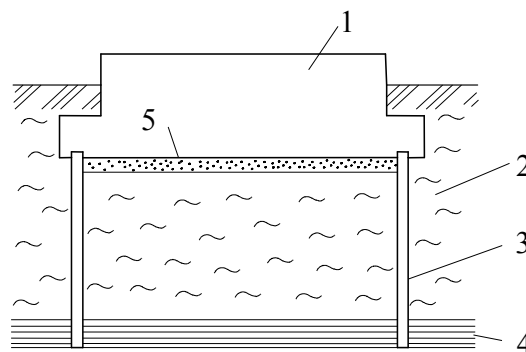


Рисунок 14.1 – Посилення ґрунтової основи шляхом влаштування шпунтового огородження; 1 – фундамент; 2 – слабкий ґрунт; 3 – шпунтове огородження; 4 – щільний ґрунт; 5 – піщана підготовка

У разі використання як основи недостатньо ущільненого шару дрібного піску практикується влаштування шпунтового огородження з металу, залізобетону або деревини (рис. 14.1). Шпунт занурюють у щільний шар і у такий спосіб створюють конструкцію з фундаменту, шпунту і піщаної підготовки. У таких умовах виключається можливість випирання ґрунту з-під фундаменту, збільшується його несуча здатність, обмежується бічне розширення ґрунту у разі деформації основи і значно

знижується осад.

Одним із методів підвищення несучої здатності слабких ґрунтів основ, є метод армування їх спеціальними стрічками, виготовленими з металу або пластику (геотекстиль) (рис. 14.2).

Армувальні елементи повинні мати достатню міцність, стійкість від гниття і жорсткість для забезпечення зчеплення з ґрунтом. Металеву сітку ретельно ізолюють для запобігання корозії. Армування ґрунтової основи збільшує його несучу здатність завдяки сприйняттю горизонтальних дотичних напруг та знижує осадку фундаменту.

У вітчизняній практиці метод армування основ споруд застосовують у зонах техногенних відкладень (непридатні землі – звалища, заболочені, поховані ділянки територій тощо).

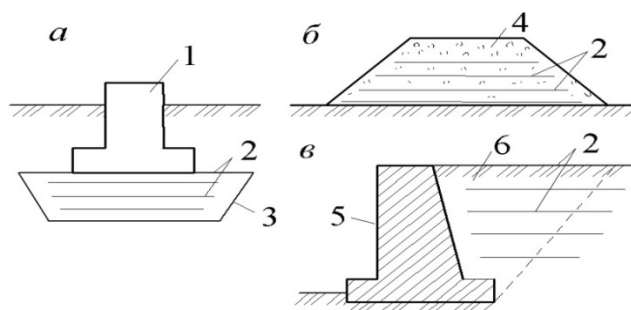


Рисунок 14.2 – Посилення ґрунтової основи під фундаментом армуванням (а), при виконанні насипу (б), зворотного засипання (в):
1 – фундамент; 2 – армувальні елементи; 3 – піщана подушка; 4 – вал;
5 – підпірна стінка; 6 – призма обвалення

Досвід армування таких ґрунтів дозволяє визначити:

1. Осада споруд на армованих основах знижується у міру збільшення щільності ґрунту. Чим щільніше ґрунт, тим вище ефект армування.
2. Чим міцніше армувальні елементи, тим вище ефект розсіювання напружень, тобто менша осадка споруди на армувальному шарі.
3. Ущільнення ґрунту поза меж області армування підвищує його несучу здатність у горизонтальному напрямку, зменшуючи тим самим осадку споруди.
4. Для двошарових основ, що мають підстилаючий шар, найраціональнішим є армування верхньої частини подушки несучого шару ґрунту.

5. Армовану верхню частину подушки можна розглядати як податливу фундаментну плиту, а неармовану нижню частину – як ущільненого розподільного шару.

14.2 Механічне ущільнення ґрунтів

Поверхнєве та глибинне ущільнення ґрунтів. Під час використання слабких ненадійних ґрунтових основ головною умовою є зміна їхніх механічних властивостей методами поверхневого або глибинного ущільнення.

До найпоширеніших методів поверхневого ущільнення належать: укочування, трамбування вібраційними механізмами, ущільнення підводними вибухами (електродинамічних способом), пристрій витромбованих котлованів.

Під час глибинного ущільнення застосовують піщані й вапняні палі, гідровіброущільнення, додаткове статичне навантаження з влаштуванням вертикального дренажу і водозниження.

Підвищення щільності ґрунтової основи методами поверхневого ущільнення залежить від початкових фізико-механічних властивостей ґрунту, зокрема від початкової вологості й щільності складання, а також від характеру ущільнювального впливу. Зміну щільності ґрунту зручно контролювати за допомогою динамічного зондування. На рисунку 14.3 наведено графік залежності глибини занурення зонда від кількості ударів молота масою 21,5 кг і визначенням точки відмови ущільнюваного ґрунту.

Ступінь ущільнення глинистих ґрунтів залежить від вологості w і визначається за значенням щільності скелета ущільненого ґрунту в сухому стані ρ_d і оптимальної вологості w_o (рис. 14.4).

Оптимальна вологість ущільнених пилувато-глинистих ґрунтів визначається:

– під час трамбування:

$$w_o = w_p + (0,01 - 0,03), \quad (14.2)$$

– під час укатки:

$$w_o = w_p, \quad (14.3)$$

де w_p – вологість на границі пластичності.

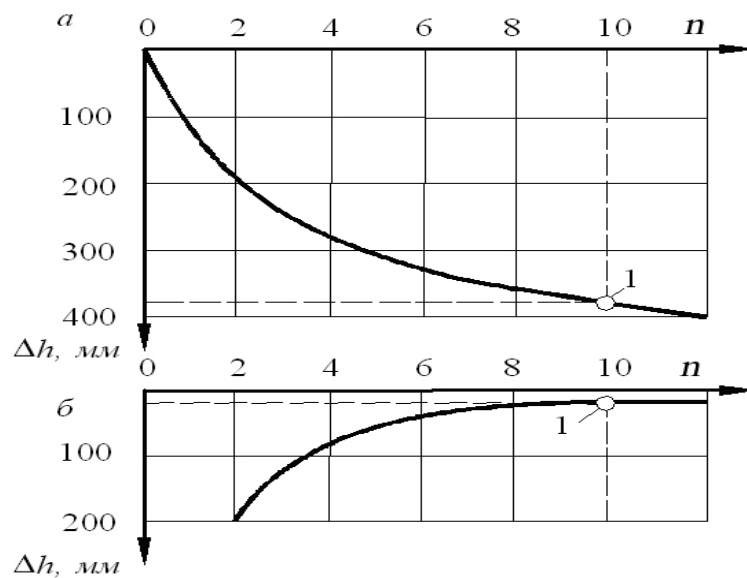


Рисунок 14.3 – Зміна поверхні ущільнюваного ґрунту залежно від кількості ударів (проходів): *a* – від загальної кількості ударів; *б* – від кожних двох ударів; *1* – точка відмови ущільнюваного ґрунту

Ущільнення пилувато-глинистих ґрунтів із вологістю більше верхньої межі пластичності не допускається. При ущільненні пісків ступінь вологості не має перевищувати 0,7.

Ущільнення ґрунтів котками. Раціональне використання територій для будівництва різних об'єктів викликає необхідність використовувати раніше непридатні ділянки – засипаних ярів, звалищ, пересічених місцевостей та ін.

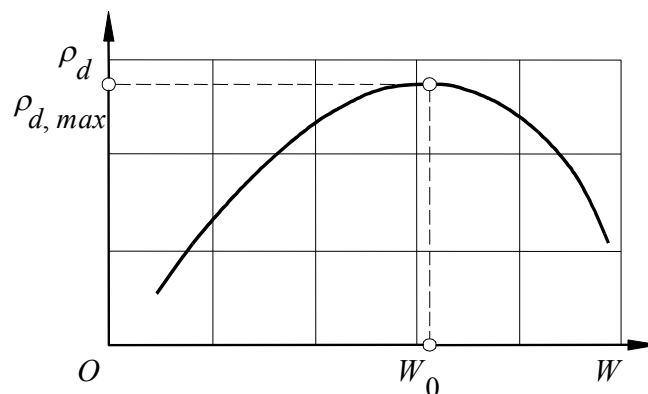


Рисунок 14.4 – Графічна залежність щільності ґрунту від вологості: $\rho_d = f(w)$

На таких майданчиках до початку будівництва необхідно провести попередню підготовку основи шляхом ущільнення ґрунтів. Із цією метою застосовується поверхнєве і глибинне ущільнення ґрунтів. Поверхнєве ущільнення ґрунту основи може виконуватися механізмами ударного, вібраційного і статичної дії. Механізми статичної дії (різні причіпні й самохідні катки) забезпечують ущільнення ґрунту на глибину 0,3 – 0,6 м, тому для ущільнення ґрунтів природного залягання (або старих насипів) в основах споруд вони практично не використовуються. Механізми вібраційної дії придатні тільки для ущільнення піщаних і пилуватих ґрунтів.

У цивільному і промисловому будівництві для ущільнення ґрунтів у котлованах, траншеях, зворотних засипок пазух фундаментів застосовують спеціальні трамбувальні механізми, робота яких заснована на вібраційному або віброударному впливі. У процесі виконання робіт особливу увагу приділяють якості ущільнення.

Ущільнення важким трамбуванням. Найпоширенішим методом підвищення щільності складання насипних, пухких піщаних і просідаючих ґрунтів є ущільнення їх за допомогою важкого трамбування. Висота скидання тягара 5,0 – 10,0 м, діаметр тягара 1,4 – 3,5 м, вага 25 – 150 кН (рис. 14.5). До робочого тросу крана-екскаватора підвішують тягар, який має в плані форму кола або багатокутника з кількістю сторін не менше 8. Як правило, тягар для трамбування виготовляють на місці виконання робіт. Піддон та бічні стінки виконують із листової сталі завтовшки 3 – 16 мм, утворюючи ємкість, яку потім заповнюють бетоном. Статичний тиск важких трамбів на ґрунт має бути не менше 15 кПа.

Ущільнення важким трамбуванням (рис. 14.5) здійснюють як для окремо розташованих фундаментів, так і для всієї площі котловану під спорудою. До початку виконання робіт зазвичай виконують дослідне ущільнення ґрунтів з метою уточнення режиму та ефективності цього методу ущільнення за різної вологості ґрунтів. Водночас замірюють деформації ущільнювальної поверхні ґрунту з підрахунком кількості ударів по одному сліду до отримання відмови, тобто величину осадки від одного удару тягара.

Величину відмови приймають рівною для пилувато-глинистих ґрунтів 10 – 20, для піщаних – 0,5 – 1,0 см. Головним критерієм якості ущільнення є досягнення ґрунтом заданої щільності складання.

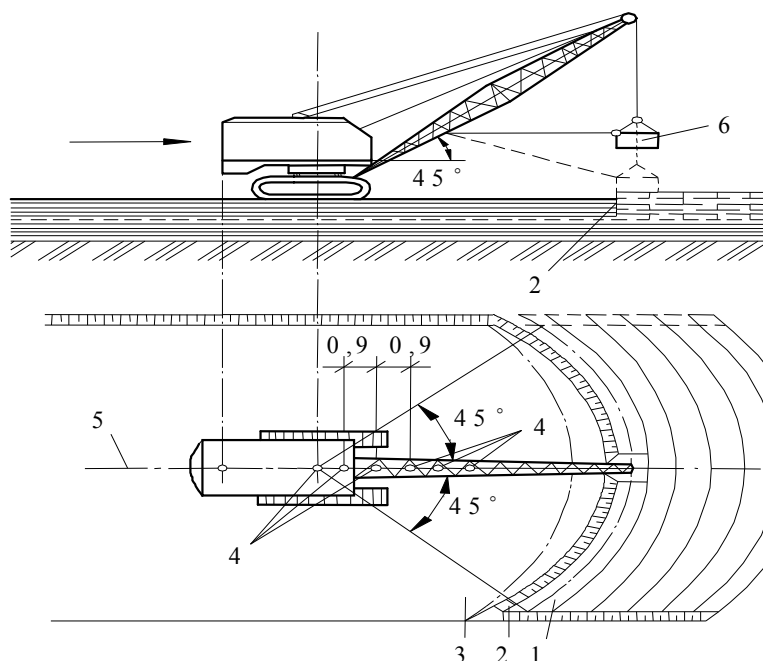


Рисунок 14.5 – Схема поверхневого ущільнення ґрунту важким трамбуванням: 1 – ущільнювальна смуга; 2 – смуга перекриття; 3 – ущільнена смуга; 4 – місця стоянок екскаватора; 5 – вісь проходки екскаватора; 6 – ущільнення

Ефективність ущільнення ґрунтів важким трамбуванням визначається розміром, вагою, висотою скидання тягара, ступенем щільності, вологістю і структурною міцністю ущільнюваного ґрунту. Значення величини ущільнення визначають за результатами натурних вимірів у процесі виконання робіт або обчислюють за формулою:

$$S = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d \text{ расш.}}} \right) h_p \cdot m_p, \quad (14.4)$$

де ρ_d – щільність скелету ґрунту до ущільнення; $\rho_{d \text{ расш.}}$ – щільність скелету ґрунту у межах зони ущільнення $h_{\text{расш.}}$; $m_p = 1,0 - 1,2$ – коефіцієнт, що враховує бічне розширення ґрунту; $h_p = k_c d$ – найбільша глибина ущільнення залежно від вологості (d – діаметр грузу; k_c – коефіцієнт, що враховує вид ґрунту, який приймається для супісків і суглинків – 1,8, для глин – 1,5).

У сухий період року за ущільнення ґрунтів необхідно особливо контролювати вологість ґрунту і за необхідності зволожувати основу до оптимального рівня вологості w_o , яке визначається за (14.2).

Межа ущільнення для будь-якого виду ґрунту відповідає коефіцієнту пористості, за якого ступінь заповнення пір водою за певної вологості близький до одиниці у випадках коли ущільнення ґрунту проводиться за оптимальної вологості, мінімальне значення коефіцієнта пористості, яке досягається ущільненням, може бути визначено за формулою (14.5) і використовуватися як характеристика якості ущільнення ґрунту.

$$e_{\min} = w_{onm} \cdot p_s, \quad (14.5)$$

де w_{onm} – оптимальна вологість у частках одиниці; p_s – щільність частинок ґрунту.

Ущільнення ґрунтів важким трамбуванням виконують з перекриттям слідів окремими циклами, за сталого повороту стріли, по мірі переходу від одного сліду до іншого. По кожному сліду роблять по два-чотири удари трамбуванням. Для переходу з одного циклу на інший змінюють виліт стріли або кран переїжджає в нове місце. Таку послідовність робіт виконують по всій площі зони ущільнення з наступним зрізанням або підсипанням ґрунту і додатковим трамбуванням або укаткой до проектної відмітки дна котловану.

Ущільнення ґрунту методом витрамбовування котлованів. Цей метод полягає в утворенні в ґрунтовому масиві котловану під фундамент шляхом багаторазового скидання в одне і те саме місце з висоти 4,0 – 8,0 м тягача вагою 15 – 100 кН, який має форму майбутнього фундаменту. Утворену порожнину заповнюють бетонною сумішшю, яка після його затвердіння утворює фундаментну конструкцію.

Аналогічним способом витрамбовують котловани і під фундаменти: із плоскою або загостреною подошвою, переривчасті фундаменти стрічкові з розширеною основою, одержувані шляхом утрамбування окремими порціями в дно витрамбованого котловану жорсткого матеріалу (піску, піщано-гравійної суміші, крупного піску тощо). У процесі витрамбовування порожнини ґрунт навколо неї ущільнюється, унаслідок чого підвищується несуча здатність основи і знижується його деформованість. За цього способу облаштування монолітного фундаменту не потрібна опалубка.

На рисунку 14.6 показано фундаменти у витрамбовуваних котлованах і зони ущільнення ґрунту навколо них.

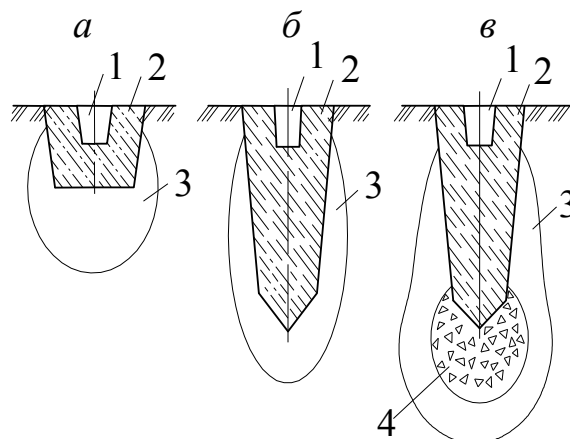


Рисунок 14.6 – Схеми пристрою витрамбування котловану під окремий фундамент: *а* – з плоскою підошвою; *б* – із загостреною підошвою звичайного типу; *в* – із розширеною основою; 1 – стакан для установки колони; 2 – фундамент; 3 – зона ущільнення; 4 – витрамбований жорсткий матеріал

У процесі виробництва робіт скидання тягаря здійснюється по направлєній штанзі. Висоту скидання призначають з таким розрахунком, щоб занурення тягаря за один удар не перевищувало 0,15 глибини котловану.

Втрамбування жорсткого матеріалу в дно котловану здійснюється, як правило, відразу після витрамбування котловану, не змінюючи положення механізму і напрямної штанги.

Глибинне віброущільнення. Пухкі піщані ґрунти природного складання, а також незв'язні ґрунти в насипу під час улаштування зворотних засипок вимагають збільшення щільності укладання. У цих випадках для ущільнення може бути застосований метод вібрації з попереднім замочуванням ущільнюваного ґрунту. Цей метод отримав назву гідровіброущільнення. Застосовується два види віброущільнення: перший – шляхом занурення в насичений водою пісок вібробулави, яка дозволяє ущільнювати пухкі піски потужністю до 10,0 м, і другий – ущільнення зволоженого піщаного ґрунту за допомогою віброустановок типу ВУУП-4 і ВУУП-6 (рис. 14.7), до комплекту яких входять високочастотні віброзанурювачі з ущільнювачем у вигляді металевої

просторової конструкції з трубчастої штанги діаметром 130 мм, довжиною до 7,0 м, з привареними до неї по висоті з кроком 410 – 450 мм горизонтальними ребрами (рис. 14.7).

Динамічний вплив високочастотного віброзанурювача викликає вібрацію ґрунту. За необхідності установку обладнують додатково системою подачі води в зону ущільнення під тиском 4-6 атм. Систему кріплять до крану на гусеничному або колісному ході. Кран переміщується між точками занурення, у яких віброзанурювачі опускаються до проектної позначки ущільнення. Радіус ущільнення глибинними вібраторами досягає 0,7 – 0,8 м. Відстань між точками занурення приймають 2,0 – 3,0 м, уточнюючи її дослідним шляхом. Загальна глибина ущільнюваної товщі може бути доведена до 20,0 м. При цьому досягається щільність в сухому стані ущільненого ґрунту $1,7 - 1,8 \text{ т/м}^3$. Якість ущільнення контролюють динамічним або статичним зондуванням.

Ґрунтові палі. Одним із методів підвищення несучої здатності просідаючих і насичених водою ґрунтів є глибинне ущільнення з попереднім влаштуванням свердловин. Для цього використовують установки ударно-канатного буріння або кран-екскаватор з навісним обладнанням (рис. 14.8). У результаті забивання ударного снаряду в ґрунт утворюється свердловина діаметром 0,4 – 1,0 м, а витиснений в боки ґрунт створює ущільнену зону діаметром 1,4 – 3,6 м. Утворену щілину заповнюють місцевим ґрунтом із наступним ущільненням (рис. 14.9).

До різновидів методів глибинного ущільнення належить ущільнення ґрунту енергією вибуху (рис. 14.10). У попередньо пробурені свердловини діаметром 60 – 80 мм, розташовані на відстані 4 – 10 м одна від іншої, занурюють заряди вибухових речовин (ВР) масою 5 – 12 кг розміщених пакетами на рівних відстанях по глибині свердловини. Пакети сполучені між собою електродротами під'єднують до підривного пристрою. Після вибуху зарядів ВР утворюються вертикальні свердловини діаметром 500 – 600 мм, які заповнюють порожнину місцевим ґрунтом із ретельним пошаровим ущільненням. Свердловини розташовують у плані котловану в шаховому порядку (рис. 14.11).

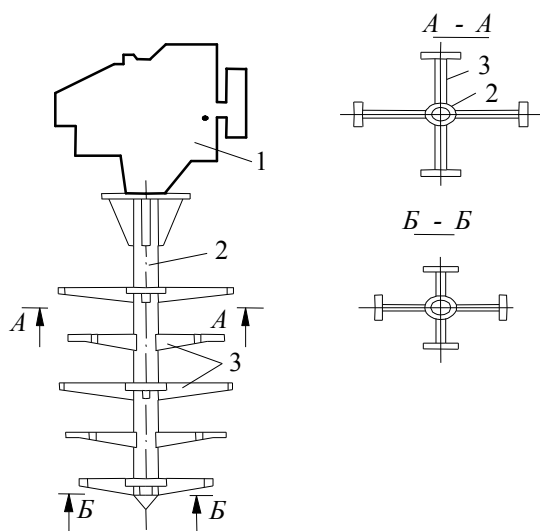


Рисунок 14.7 – Віброустановка ВУУП-6: 1 – віброзанурювач В-401; 2 – трубчаста штанга; 3 – сталеві ребра

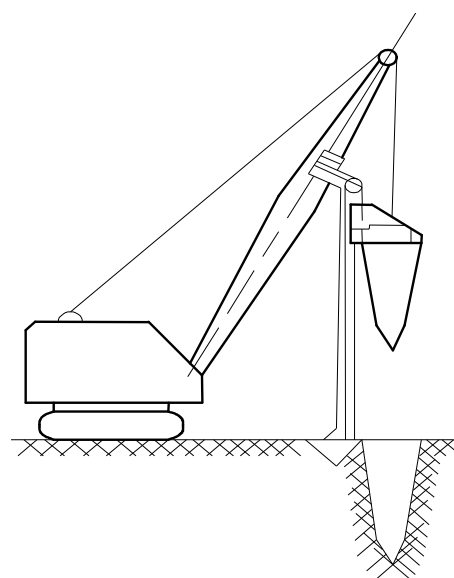


Рисунок 14.8 – Схема екскаватора з навісним обладнанням для глибинного трамбування

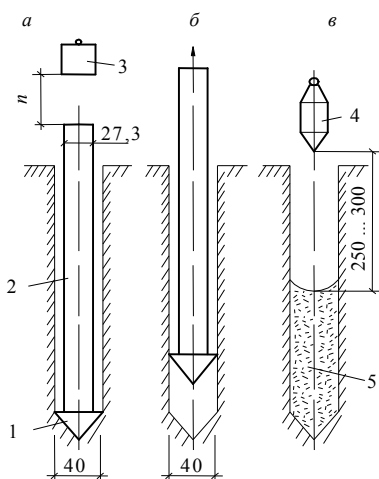


Рисунок 14.9 – Схема пристрою ґрунтових паль із застосуванням сердечника: а – пристрій свердловини для забивання інвентарної палі; б – витяг з інвентарної палі (сердечника); в – заповнення свердловини ґрунтом з трамбуванням; 1 – інвентарна обойма; 2 – сердечник; 3 – молот; 4 – ущільнення; 5 – ущільнений ґрунт заповнення

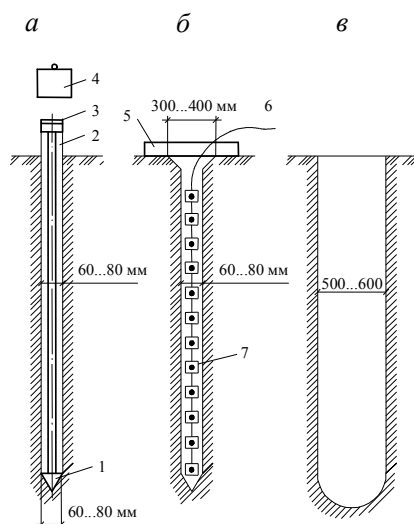


Рисунок 14.10 – Схема пристрою свердловин енергією вибуху: а – розробка свердловини-шпуру; б – свердловина-шпур, підготовлена до вибуху; в – готова свердловина; 1 – обойма; 2 – бурова штанга; 3 – наголовник; 4 – молот; 5 – дерев'яний брус для підвіски зарядів; 6 – детонувальний шнур; 7 – заряд ВР

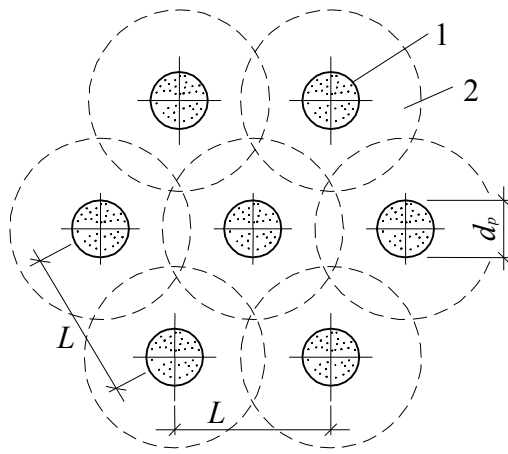


Рисунок 14.11 – Схема розміщення піщаних паль у плані:
1 – піщана паля; 2 – зона ущільнення

Комбіновані ґрунтові основи. Цей метод влаштування штучних основ може бути застосований у випадках освоєння територій, складених слабкими водонасиченими ґрунтами. Зміст цього виду штучної основи, полягає в улаштуванні підсипки, яка добре фільтрує воду, і вертикальних дрен.

Підсипку влаштовують у вигляді піщаної подушки (рис. 14.12) як під окремо стоячі або стрічкові фундаменти, так і під усією спорудою. Така конструкція основи дозволяє зменшити величину осадки і значно знизити їхню нерівномірність. Піщана подушка (підсипка) відіграє роль привантажуваного шару і сприяє віджиманню порової води. Для влаштування подушок використовуються середньо- і грубозернисті піски, а також щебінь, гравій або гравійно-піщані суміші.

Розрахунок ґрунтових подушок полягає у визначенні їхніх розмірів (висоти, розмірів в плані), перевірці на стійкість від дії горизонтальних сил. Для виконання цих розрахунків необхідні дані про гранулометричний склад піску, коефіцієнт пористості та модуль деформації. Стійкість ґрунтової подушки визначають шляхом порівняння величин тиску: активного F_a (шляхом навантаження від фундаменту і ґрунту подушки) і пасивного F_n , яке може сприймати слабкий шар ґрунту. Пасивний тиск приймають таким, що дорівнює $F_n = (1,2 \dots 1,5) F_a$.

Під час будівництва споруд на великих площах і на сильностискальних водонасичених глинистих ґрунтах потужністю до 7,0 м

для вертикального дренажу більш економічним є влаштування вертикальних піщаних прорізів (рис. 14.12).

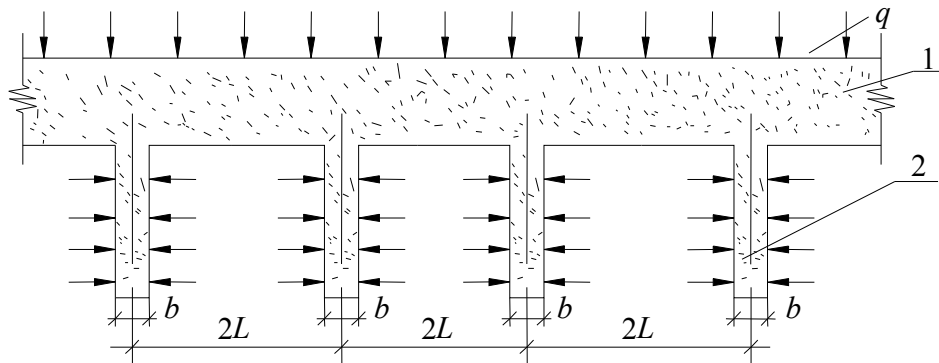


Рисунок 14.12 – Улаштування вертикальних піщаних прорізів:
1 – горизонтальна піщана подушка; 2 – фільтрувальні прорізи

Прорізи становлять траншеї глибиною до 5,0 – 6,0 м та шириною 60 – 80 см, засипані фільтрувальними матеріалами (пісок, щебінь). Над вертикальними фільтрувальними прорізами влаштовують горизонтальну фільтрувальну подушку.

Для влаштування піщаних вертикальних прорізів використовують високопродуктивні роторні траншейні екскаватори.

14.3 Штучні основи, створювані за допомогою фізико-хімічних процесів

Широке поширення в практиці будівництва набули різні методи штучного поліпшення ґрунтів, що складають будівельні майданчики, які в умовах природного залягання, за своїми фізико-механічними характеристиками, не задовольняють вимогам, що дозволяє використовувати їх як природні основи. У таких випадках, для поліпшення будівельних властивостей ґрунтів основ, використовують різні способи, що дозволяють за допомогою нагнітання в слабкі ґрунти закріплювальних речовин, підвищити міцність ґрунтових масивів, на яких планується нове будівництво або у випадках, коли раніше зведені будівлі знаходяться в аварійному стані. Високий ефект закріплення характерний для ґрунтів, що добре фільтрують рідкі розчини або газові суміші. У процесі закріплення між твердими частинками ґрунту утворюються нові більш міцні зв'язки в

результаті твердіння введених реагентів. Водночас не виникають додаткові механічні або динамічні впливи на оточуючі будівлі і споруди, а також прилеглі території. Вибирають той чи інший метод закріплення ґрунтів залежно від виду ґрунтових основ, призначення зведених споруд, ступеню водопроникності ґрунту, а також техніко-економічного обґрунтування застосовуваного методу.

Цементизація ґрунтів (рис. 14.13). Цей метод застосовують для закріплення насипних ґрунтів, середньо- і грубозернистих пісків, відкладень гальки і гравію, тріщинуватих скельних і напівскельних ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації більше 80 м/добу. Цементациї піддаються тріщини розміром 0,15 – 0,20 мм, для кращого заповнення яких у розчин вводять пластифікатори (милонафти, сульфатно-спиртову борду і ін).

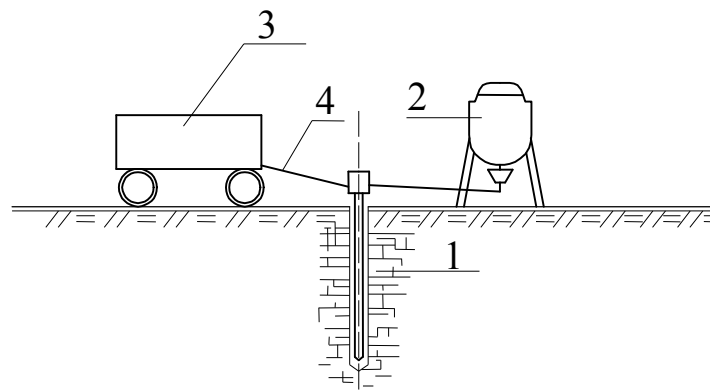


Рисунок 14.13 – Схема установки для цементациї скельних і напівскельних ґрунтів: 1 – ін'єктор; 2 – розчинозмішувач; 3 – компресор; 4 – трубопроводи

Для цементациї застосовують цемент тонкого помелу марки не нижче 400. Цементний розчин беруть у співвідношенні по масі цементу до води, який дорівнює 0,4 – 1,0. Ін'єкційні розчини подають під тиском 3 – 10 атм. через ін'єктори, забиті в ґрунт або опущені в пробурені свердловини. До початку робіт обладнання, що складається з розчинозмішувача, компресора і трубопроводів, промивають чистою водою, потім в ін'єктор подають цементний розчин, який, проникаючи у ґрунт, через деякий час цементує його. Для цементациї скельних тріщинуватих порід у розчин додають дрібний пісок.

Радіус закріплення, тиск подачі розчину, витрата цементного розчину і міцність цементованих ґрунтів встановлюють дослідним шляхом. Міцність ґрунту після затвердіння цементу становить 1,0 – 3,5 МПа.

Методом цементації може бути застосований також для посилення тіла фундаменту при реконструкції будівель і споруд.

Силікатизації ґрунтів (рис. 14.14). Силікатизацією називають оброблення дисперсного ґрунту колоїдним розчином рідкого скла $Na_2O \cdot nSiO_2$.

У результаті такого оброблення одержують:

- 1) підвищення міцності ґрунту;
- 2) запобігання припливу води в котловани;
- 3) припинення фільтрації води під спорудою;
- 4) захист бетону фундаментів від дії агресивних вод;
- 5) усунення просадних властивостей ґрунту.

Хімічний розчин (силікат натрію) легко проникає в пори піску та інших ґрунтів, які добре фільтрують воду. *Силікатизація* – довгострокове закріплення пісків із коефіцієнтом фільтрації 0,5 – 80,0 м/добу, просідаючих глинистих ґрунтів із коефіцієнтом фільтрації 0,2 – 2,0 м/добу і окремих видів насипних ґрунтів. Цим способом закріплення підвищують міцність і ліквідують просідаючі властивості глинистих ґрунтів.

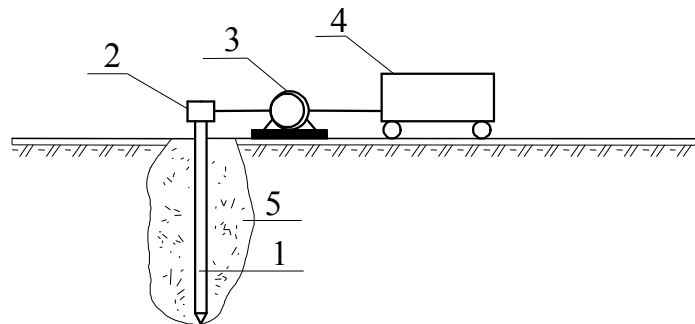
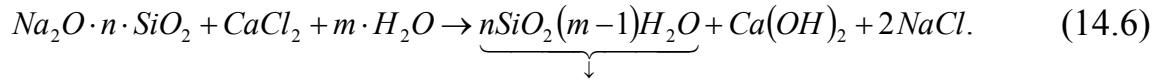


Рисунок 14.14 – Схема установки для силікатизації ґрунтів основи:

1 – ін'єктор; 2 – наголовник; 3 – насос; 4 – ємність для розчину;
5 – закріплений ґрунт

Розрізняють одно- і дворозчинний способи силікатизації. У другому випадку ін'єктори (труби діаметром 38 мм із отворами в нижній його частині (рис. 14.15) занурюють попарно на відстані 15 – 20 см один від

одного. Через один ін'єктор у ґрунт нагнітають розчин силікату натрію під тиском 1,5 МПа, а через другий – розчин хлористого кальцію. У результаті взаємодії розчинів утворюється гель кремнієвої кислоти, що є в'язкою речовиною. Хімічна реакція взаємодії має такий вигляд:



Перший доданок цієї формули – сіль кремнієвої кислоти. Процес гелеутворення протікає швидко, але остаточне утворення міцного твердого складу досягається через 28 днів. Радіус закріплення становить 0,3 – 1,0 м, придбана міцність ґрунту на стиск – 2,0 – 5,0 МПа.

Дворозчинний спосіб силікатизації було вперше застосовано у 1930 – 1932 рр. у піщаних ґрунтах із коефіцієнтом фільтрації 2,0 – 80 м/добу.

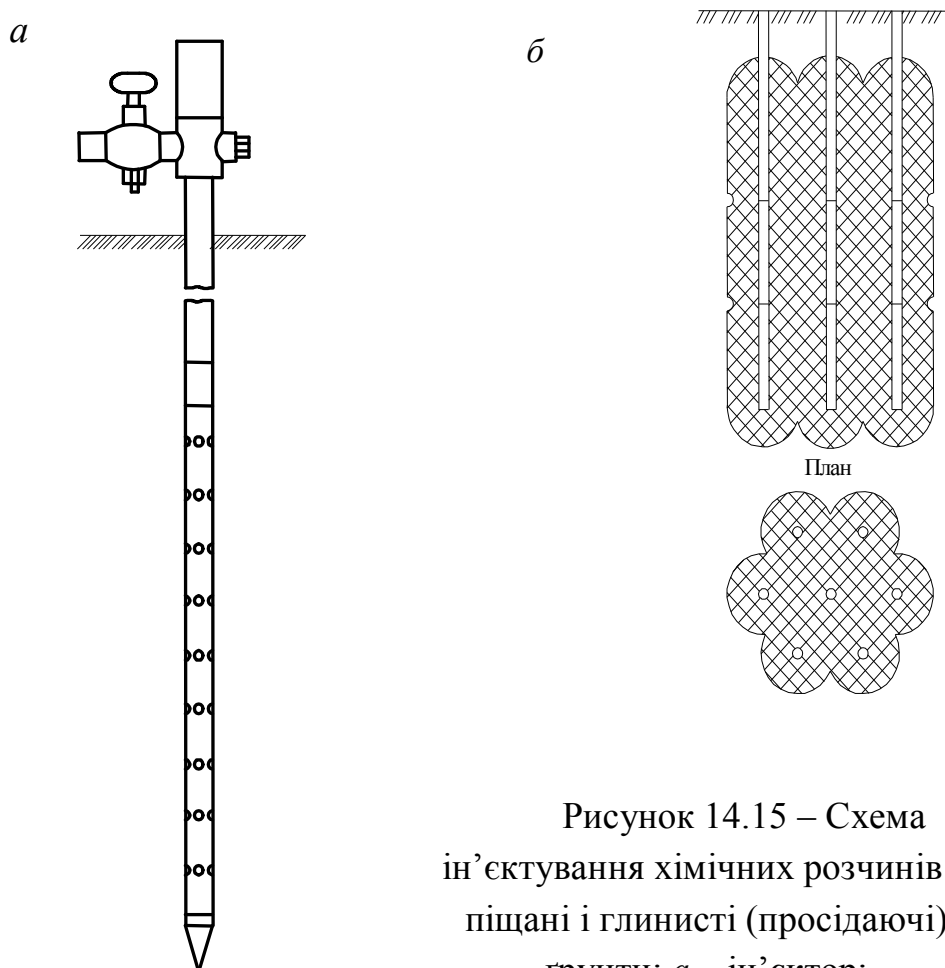


Рисунок 14.15 – Схема
ін'єкування хімічних розчинів у
піщані і глинисті (просідаючі)
ґрунти: а – ін'єктор;
б – масив закріпленого ґрунту

Для закріплення лесових ґрунтів із коефіцієнтом фільтрації від 0,1 до 0,2 м/добу застосовують однорозчинну силікатизацію. У закріплювальний масив лесового ґрунту вводять розчин силікату натрію, реакція якого з присутніми в лесових ґрунтах солями кальцію забезпечує необхідне закріплення.

Цей метод особливо ефективний при зміцненні макропористих лесовидних суглинків з високою водопроникністю, до складу яких входять солі, які відіграють роль затверджувача рідкого скла (Na_2SiO_3).

У результаті хімічної реакції частинки ґрунту перетворюються в міцну каменеподібну масу, унаслідок чого ґрунт набуває міцності на стиск 0,15 – 0,5 МПа.

Закріплений ґрунт є водостійким, а що найголовніше, просадні властивості лесових ґрунтів усуваються.

Для зміцнення піщаних і макропористих лесових ґрунтів також може бути застосована газова силікатизація. У цьому випадку як затверджувача рідкого скла застосовують вуглекислий газ (діоксид вуглецю). Спочатку у свердловину через ін'єктори подають вуглекислий газ для попередньої активізації ґрунту, потім – розчин силікату натрію (рідке скло) і повторно вуглекислий газ для активізації процесу твердіння. У результаті пори ґрунту на 95 % заповнюються рідким склом, радіус закріплення збільшується на 50 – 60 %, а витрата рідкого скла зменшується на 60 %. Міцність закріпленого ґрунту становить 0,3 – 1,5 МПа.

Під час закріплення ґрунтів на відкритому будівельному майданчику ін'єктори розташовують у шаховому порядку. Відстань між рядами ін'єкторів визначають за формулою:

$$a = 1,5 r, \quad (14.7)$$

де r – радіус закріплення, що залежить від коефіцієнта фільтрації і рецептури закріплювальних розчинів.

Остаточну технологію виконання робіт приймають після пробних закріплень ґрунту, які дозволяють знайти оптимальний склад закріплювача та забезпечують мінімальну вартість закріплення.

Закріплення ґрунтів електрохімічним методом. Як було зазначено, метод силікатизації найбільш ефективно проявляється у ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації більше 0,1 – 0,2 м/добу. У слабких ґрунтах (мули,

суглинки і глини у текучому і текучопластичному стані), мають менший коефіцієнт фільтрації, може бути застосований електрохімічний метод закріплення. Щоб забезпечити умови для створення міцної ґрунтової основи, необхідно спрямувати рух закріплювача разом із водою, що знаходиться в порах ґрунту, за допомогою електроструму від аноду до катоду, тобто пропустити в ґрунтовій основі постійний електричний струм між електродами (рис. 14.16).

У ґрунтову основу паралельно, на відстані 0,5 – 3,0 м занурюють ін'єктори для подачі рідкого скла Na_2SiO_3 і хлористого кальцію $CaCl_2$, а також ряд перфорованих голкофільтрів, під'єднаних до джерела постійного струму напругою 80 – 400 В. Від ін'єкторів до голкофільтрів виникає рух ґрунтової води. Одночасно з рухом води і частковим її відкачуванням відбувається закріплення ґрунтової основи. Водночас міцність останнього істотно зростає. На 1 м³ закріпленого ґрунту витрачається 60,0 – 100,0 кВт електроенергії.

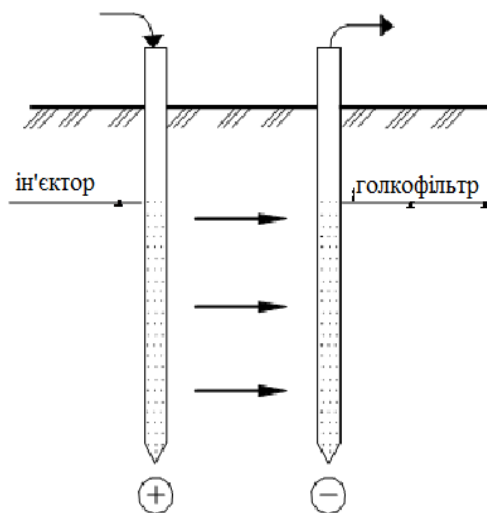


Рисунок 14.16 – Схема електрохімічного методу закріплення ґрунтів

Смолизація ґрунтів. Для закріплення сухих і водонасичених піщаних ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації 0,5 – 2,5 м/добу може бути використаний метод смолизації. Як і у випадку силікатизації, через ін'єктори в ґрунтову основу вводять розчини органічних сполук карбамідних, фенол-формальдегідних або інших синтетичних смол із отверджувачами – кислотами або кислотними солями. Протягом певного часу в порах ґрунту відбувається процес затвердіння введених розчинів із ґрунтом, який

набуває достатньо високу міцності слабку водонепроникність. Радіус закріпленої ґрунтової основи становить 0,3 – 1,0 м залежно від коефіцієнта фільтрації ґрунту. Широке використання смолизації в практиці закріплення ґрунтів обмежено через високу вартість методу.

Бітумізація і глинизація ґрунтів. Бітумні й дьогтеві матеріали застосовують для зниження фільтраційних властивостей основ будівель і споруд і, особливо, гідротехнічних споруд.

Бітумізація великоуламкових ґрунтів і тріщинуватих скельних основ може здійснюватися двома способами: гарячою бітумізацією і емульсійним способом. Гаряча бітумізація полягає в нагнітанні в пори ґрунту або тріщини скельних порід через ін'єктори розплавленого бітуму. За нормальної температури бітум знаходиться в твердому або тугопластичному стані, але під час нагрівання до 220° С переходить у стан рухомої рідини, легко втілюється в пори великоуламкових ґрунтів або тріщини скелі. Зазвичай застосовують бітуми марки 3 – 5 з пенетрацією 10 – 70 мм і температурою спалаху близько 230° С. Бітумізація проводиться за допомогою спеціальної установки. Бітум плавиться в котлі нагрівальної установки і насосом під тиском нагнітається в ін'єктори. З ін'єктора гарячий бітум потрапляє у свердловину і під тиском втілюється в ґрунт у радіусі 0,4 – 1,2 м. Підігрівання бітуму продовжується і в ін'єкторі за допомогою електричного струму. Для цієї мети всередині ін'єктора знаходиться провід, ізольований від його стінок і підключений до одного з контактів трансформатора, інший контакт з'єднується з трубою ін'єктора. Ланцюг замикається через бітум, який під дією електричного струму розігрівається. Ін'єктори розташовують на відстані 0,75 – 2,00 м один від одного. Виготовляють їх із труб діаметром 40 – 50 мм з отворами в нижній частині ін'єктора діаметром 10 мм. Пробурену свердловину закріплюють обсадною трубою до покрівлі пласта, який підлягає бітумізації. Після цього опускають ін'єктор до низу свердловини та на позначці, вище якої не потрібна бітумізація, влаштовують цементну пробку – ущільнювач. Тиск для ін'єкування бітуму приймається зазвичай таким, що дорівнює 25 атм.

Емульсійна бітумізація полягає в нагнітанні в ґрунт за допомогою ін'єкторів рідкої емульсії. Емульсія готується з 60 – 65 % бітуму, 35 – 40 % води, а також емульгатора. Емульсійний спосіб придатний у тих самих випадках, що і спосіб гарячої бітумізації, а також для закріплення пилуватих піщаних ґрунтів.

Глинізацію застосовують для зниження водопроникності піщаних ґрунтів. У цьому випадку через ін'єктори, занурені в ґрунт, закачується водна суспензія бентонітової глини. Глинисті частинки заповнюють пори піску, унаслідок чого водопроникність його помітно знижується. Відстань між ін'єкторами приймається досліdnим шляхом і зазвичай становить 2,0 – 4,0 м залежно від водопроникності піщаних ґрунтів.

Термічний спосіб застосовують для зміцнення маловологих пилувато-глинистих ґрунтів, здатних пропускати продукти згорання рідкого (або газоподібного) палива, а також для усунення просадних властивостей макропористих лесових ґрунтів. Цей метод був вперше розроблений у м. Харкові під керівництвом проф. І. М. Литвінова.

Термічний спосіб закріплення ґрунтів дозволяє збільшити міцність структурних зв'язків під впливом високої температури обробки. Під час випалювання втрачається значна частина хімічно зв'язної води, змінюються фізико-механічні властивості ґрунтів, знижується розмоклість, здатність до набухання і практично повністю ліквідуються просадні властивості лесових ґрунтів. Схема термічного закріплення ґрунтів наведена на рисунку 14.17.

Послідовність виконання робіт по термічному закріпленню ґрунтів така: у пробурену в ґрунтовій основі свердловину діаметром 100 – 200 мм опускають форсунку з керамічним затвором (рис. 14.17). Через форсунки під тиском подають паливо (газоподібне чи рідке) і повітря для підтримки процесу горіння.

Підігрівання ґрунту до температури, що викликає необхідні зміни його властивостей (у межах 300–1100° С), відбувається, переважно, шляхом фільтрації розпечених продуктів горіння через його пори.

Термічне оброблення однієї свердловини проводять безперервно протягом 5 – 12 діб. Для поліпшення умов фільтрування в ґрунті розпечених продуктів згорання вони повинні перебувати під надлишковим тиском 0,15 – 0,20 атм. Надлишковий тиск у свердловині створюється шляхом нагнітання в неї під тиском холодного повітря.

Збільшення надлишкового тиску продуктів горіння різко підвищує ефективність термічного оброблення ґрунту і поліпшує технічні та економічні показники.

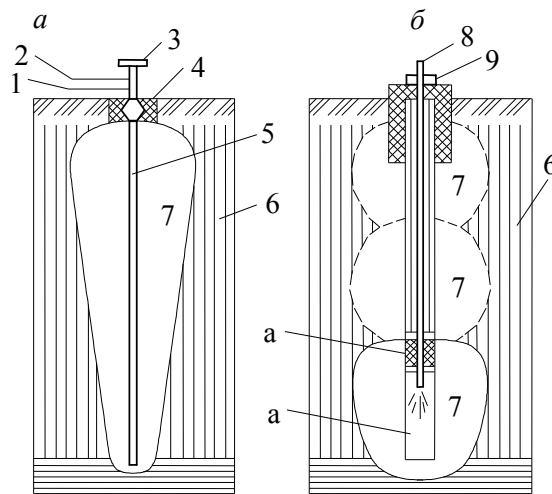


Рисунок 14.17 – Схеми термічного закріплення ґрунтів під час спалювання палива в гирлі свердловини (а) і під час пересування камери згоряння вздовж свердловини (б): 1 – трубопровід для рідкого палива; 2 – те саме, для повітря; 3 – форсунка; 4 – затвор із камерою згорання; 5 – свердловина; 6 – просідний льосовий ґрунт; 7 – зона термічного закріплення; 8 – гнучкий шланг; 9 – натяжний пристрій; 10 – жароізолювальний матеріал

Основною умовою збереження надлишкового тиску є повна герметизація затвору, у яких щільно закривають верхню частину свердловини у закріплювальному шарі ґрунту. Максимальна температура продуктів згоряння у свердловині не повинна перевищувати температури плавлення ґрунту (для льосів 1200–1400° С).

Найбільшу температуру газоподібних продуктів згоряння викликає мінімально можлива кількість повітря теоретично необхідна для процесу згоряння.

На підставі дослідних даних, кількість повітря, що подається у свердловину, повинна бути у 2,5 – 3,0 рази більша та перевищувати мінімально необхідну для повного згоряння палива.

Кількість повітря, що фільтрується через стінки свердловини у льосовому ґрунті, за надлишкового тиску 0,15 – 0,50 атм та вологості ґрунту 8 – 20 % коливається в межах 10 – 40 м³/год на 1,0 пм свердловини. При одній свердловині діаметром 10 – 20 см протягом 5 – 12 діб можна виконати термічне закріплення масиву ґрунту діаметром 1,5 – 2,5 м на повну глибину свердловини (10 – 15 м). Якщо у свердловині пілоподібному, у процесі випалювання ґрунту вводяться хімічні домішки

у твердому, рідкому або газоподібному стані, то цим досягається термохімічне зміцнення ґрунту. У результаті термічного або термохімічного закріплення лесовий ґрунт змінює свої фізико-механічні властивості.

Ці зміни характеризуються:

1) збільшується щільність, усуваються просідаючі властивості та размочуваність ґрунту;

2) багаторазово підвищується опірність ґрунту стиску та зсуву.

Термічне оброблення свердловини вважається закінченим, якщо всередині її спалено (за витрати повітря 25 – 35 м³ на 1 кг рідкого палива) на 1 пм свердловини при діаметрі закріплюваної зони 1,5 – 2,5 м за 80 – 120 кг рідкого палива або при діаметрі закріплюваної зони 3,0 м – 120 – 180 л.

ГЛАВА 15 ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

У слабких і, особливо, у водонасичених ґрунтах використовують фундаменти глибокого закладання, до яких належать опускні колодязі, кесони, глибокі бурові опори, тонкостінні оболонки і конструкції, зведені по типу «стіна в ґрунті». Усі ці споруди застосовують для обпирання фундаментів на глибоко розташовані і надійні шари ґрунту. Крім того, за допомогою перелічених споруд можливо обладнання підземних приміщень, призначених для гаражів, насосних станцій, складських приміщень, торгових центрів, підземних переходів тощо.

15.1 Опускні колодязі

Опускні колодязі становлять збірну або монолітну залізобетонну конструкцію, яка під власною вагою або за додаткового навантаження поступово з розробленням ґрунту всередині її занурюються до проектної позначки. За формою поперечного перерізу опускні колодязі можуть бути круглими, квадратними, прямокутними, змішаної форми з внутрішніми перегородками або без них (рис. 15.1). Залежно від призначення опускного колодязя як фундаменту і розміщеного в ньому технологічного обладнання приймають їхню певну форму, розміри в плані і глибину. З огляду на величину діючих навантажень і особливостей ґрунтових умов, приймають метод занурення і конструкцію опускних колодязів. Найбільш раціональною є кругла форма, за якої активний тиск навколишнього ґрунту розподіляється рівномірно, а стінки колодязя в горизонтальних перерізах будуть сприймати тільки напруги стиснення.

За способом виготовлення опускні колодязі виконують із залізобетону і можуть бути як монолітні, так і збірні. Монолітні колодязі виготовляють на місці занурення на попередньо підготовленому майданчику.

Стінки колодязя армують вертикальними просторовими каркасами, які виготовляють на заводі і з'єднують зварюванням на місці їхнього зведення. Для бетонування стінок колодязя застосовують високоміцний бетон класу В 35 – В 40. Крім міцних показників міцності необхідно витримувати задану щільність і водонепроникність бетону, оскільки опускні колодязі часто розташовуються нижче РПВ.

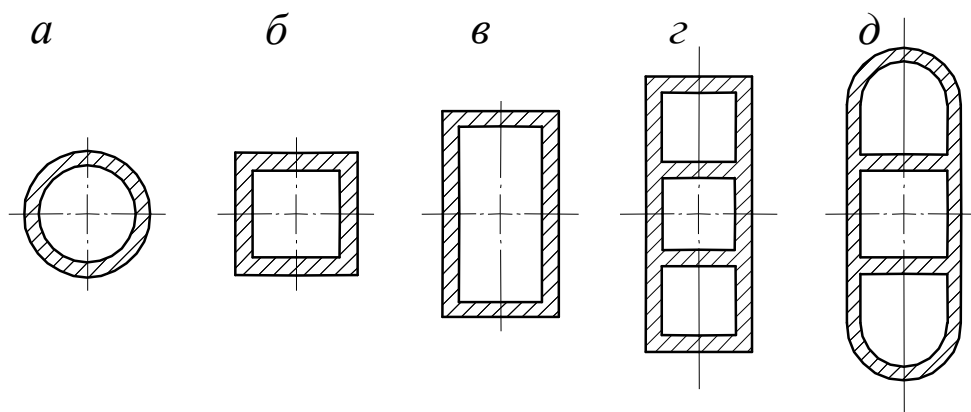


Рисунок 15.1 – Форми перерізів опускних колодязів у плані:

а – кругла; *б* – квадратна, *в* – прямокутна; *г* – прямокутна з поперечними перегородками; *д* – із закругленими торцевими стінками

Ножова частина оболонки колодязя виконується ширше стінки на 100 – 150 мм з боку ґрунту для зниження тертя на бічній поверхні під час занурення (рис. 15.2). Оболонку частіше виконують ширше її основи з нахилом догори 1/100. Ширину ріжучої кромки ножової частини приймають залежно від розмірів колодязя і щільності прохідних ґрунтів, але не менше 150 – 400 мм. Зовні ріжучу частину обрамляють куточком $\angle 100 \times 100$. Товщину стінок монолітних колодязів беруть з умови власної ваги, необхідної для подолання сил тертя під час занурення. У більш великих за розмірами колодязях, підводних без тиксотропною сорочки, товщину стін приймають 2,0 – 2,5 м і більше.

Монолітні залізобетонні колодязі значно прості у виготовленні, їх можна виконувати будь-якої форми, але вони потребують великої кількості металу, значної трудомісткості і часу на придбання міцності бетону при нарощуванні стінок по висоті.

У цьому відношенні перевагу мають збірні опускні колодязі, що виконуються з панелей заводського виготовлення довжиною 12,0, шириною 1,4 – 2,0 і товщиною стінки 0,4 – 0,8 м (рис. 15.3). Між собою панелі з'єднують за допомогою петльових стиків і накладками на зварюванні. Збирання колодязів такої конструкції виконують на місці одночасно з ножовою частиною і додатково армують вертикальною і горизонтальною арматурою з зовнішнього і внутрішнього боку. Як і в монолітних залізобетонних колодязях, зовнішню ножову частину роблять ширше на 150 мм для утворення порожнини навколо колодязя при його

опусканні, у яку заливають суспензію з глинистого розчину для зменшення сил тертя по зовнішній стінці колодезя. Враховуючи ці вимоги, виготовляють опускні колодезі діаметром 8,0 – 24,0 і глибиною 25,0 м і більше.

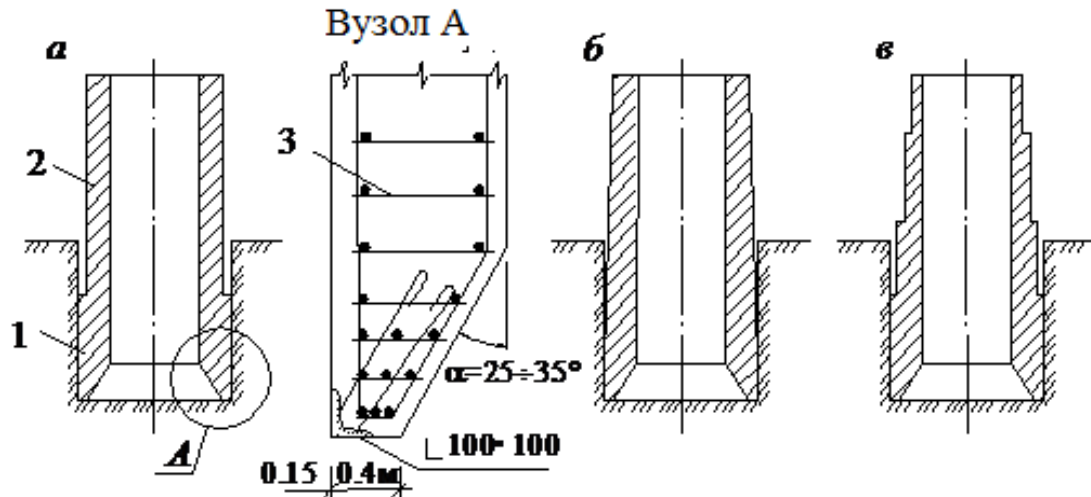


Рисунок 15.2 – Форми вертикальних перерізів опускних колодезів:
 а – циліндрична; б – конічна; в – циліндрова ступінчаста; 1 – ножова частина опускного колодезя; 2 – оболонка опускного колодезя; 3 – арматура ножа колодезя

Монтаж колодезів із вертикальних готових панелей значно скорочує терміни будівництва, знижує його трудомісткість. Недоліком збірного опускного колодезя є його невелика вага, яка не забезпечує стабілізацію колодезя, розташованого нижче РПВ, що потребує додаткових пристроїв для утримання його від спливання.

В останні роки стали застосовувати пустотілі криволінійні блоки, що укладаються з перев'язуванням швів, з'єднаних між собою за допомогою петльових стиків.

У будівельній практиці також знаходить застосування збірно-монолітний варіант опускного колодезя, за якого нижню ріжучу частину виконують з монолітного залізобетону, на яку по мірі занурення колодезя наросшують збірні двохпустотні блоки. Блоки, укладені на розчин, кріплять між собою в місцях вертикальних швів, після чого їх заповнюють бетоном.

Таку конструкцію частіше використовують під час будівництва великих опускних колодезів із глибиною занурення 30,0 – 40,0 м діаметром більше 20,0 м.

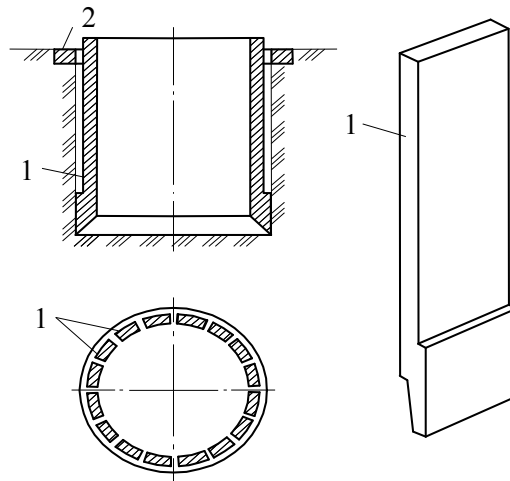


Рисунок 15.3 – Збірний опускний колодязь із вертикальних панелей:
1 – панелі; 2 – форшахта

Основним недоліком цього способу є значний обсяг витрат монолітного залізобетону на замоноличування стиків і виготовлення ножової частини, а перевагою – застосування одного типорозміру, наявність у блоках пустот, що дозволяє регулювати вагу колодязя під час заповнення їх бетоном, вирівнюючи його у разі перекосів і утримуючи від спливання.

15.2 Занурення опускних колодязів

Залежно від призначення, розмірів у плані, гідрогеологічних умов та економічної доцільності використовують такі методи занурення опускних колодязів.

У разі відсутності підземних вод або в умовах водопониження застосовують розроблення ґрунту в колодязі екскаваторами або бульдозерами (рис. 15.4, а). Вийнятий ґрунт піднімають на поверхню. Цей метод застосовують під час розроблення пухких пісків, легких супісків, галечнику. Використовують також засоби гідромеханізації в легко розмивних ґрунтах (піски, супіски, дрібні суглинки), але за наявності на будмайданчика необхідної кількості води, забезпеченні електроенергією і трубами для транспортування пульпи за межі будівельного майданчика. Глибину розробки ґрунту на одну висоту опускання приймають такою, що дорівнює 1,5 – 2,0 м.

На обводненій території або в ґрунтах з високим рівнем підземних вод попередньо виконують водозниження або відкачування води. Глибинне водозниження здійснюють за допомогою голкофільтрів, розташованих по

периметру, і відкачуванням насосами.

Розроблення ґрунту під водою зазвичай здійснюють грейфером (рис. 15.4, б).

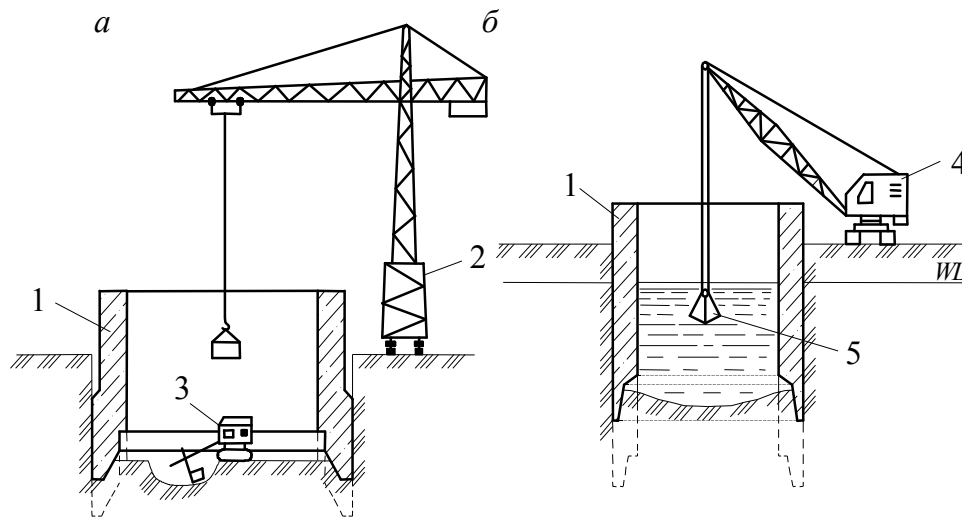


Рисунок 15.4 – Розроблення ґрунту в опускному колодезї:

а – насухо за допомогою екскаватора; *б* – під водою з допомогою грейфера; 1 – колодезь; 2 – баштовий кран; 3 – екскаватор; 4 – кран-екскаватор; 5 – грейфер

По мірі нарощування ваги опускного колодезя вертикальність його переміщення в ґрунті контролюється інструментально. У процесі виконання робіт можуть виникнути складності, які пов’язані з недоліками під час проведення інженерно-геологічних вишукувань – це поява включень твердих порід під ножовою частиною колодезя, що створює нерівномірне переміщення по вертикалі, викликає перекіс або зависання, а іноді призводить до руйнування стінок опускного колодезя.

Для подолання сил тертя об стінки опускного колодезя застосовують спосіб занурення за допомогою тиксотропною сорочки. У результаті цього контакт колодезя з ґрунтом при нормальному опусканні відбувається тільки в межах ножової частини і по невеликій площі. Вище ножової частини створюється тиксотропна сорочка з глинистого розчину, що закачується зверху через ін’єкційні труби. Розчин готують із бентонітових глин, що містять монтмориллоніт, який має тиксотропні властивості – він легко переходить із рідкого стану в гелеобразну масу. Такими властивостями наділені пластичні глини, що містять дрібні частинки (0,005 мм) не менше 30 %. Суспензію закачують по всій площі кільця круглої або

прямокутної форми, від уступу ножової частини до верху занурення, що дозволяє рівномірно виконувати занурення, знижуючи тертя по бічній поверхні.

15.3 Розрахунок фундаментів глибокого закладання (опускні колодязі)

Розрахунок фундаменту у вигляді опускного колодязя виконується за матеріалом, як для залізобетонних конструкцій, на навантаження і впливи, що виникають в умовах будівництва і експлуатації споруди. Під час занурення колодязя в ґрунт враховують такі види навантажень: власна вага колодязя G , навантаження колодязя під час занурення Q , горизонтальний тиск ґрунту на стінки колодязя P_g , гідростатичний тиск води на колодязь P_w , сили тертя ґрунту по бічній поверхні колодязя T , реактивний тиск ґрунту під підшвою ножа P .

Розрахунок опускних колодязів на будівельні навантаження охоплює: розрахунок на занурення, розрахунок стін на розрив, розрахунок ножової частини колодязя, розрахунок стін колодязя на бічний тиск ґрунту, розрахунок міцності стін на вигин у вертикальній порожнині, розрахунок на спливання.

Розрахунком на період занурення необхідно перевірити:

- міцність зовнішніх, внутрішніх стін, перекриттів;
- на зрушення по підшві, на перекидання і на загальну стійкість споруди разом з основою;
- на спливання колодязя.

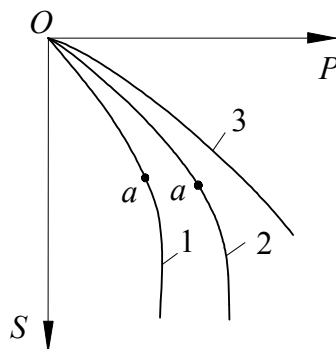


Рисунок 15.5 – Графік залежності осідання від навантаження: 1 – для фундаменту, що зводиться у відкритому котловані; 2 – те саме для пальового фундаменту; 3 – те саме для глибокого закладання фундаменту

Опускні колодязі належать до фундаментів глибокого закладання. Навантаження від них передається через підшву і бічним тиском (тертям). Оскільки цей тип споруд, здебільшого підшва колодязя, знаходиться на глибині 30,0 – 60,0 м, то ґрунтова основа не викликає особливих ускладнень щодо її стисливості.

Робота опускного колодязя як фундаменту, можна порівняти з роботою завислої палі в ґрунті. Різниця полягає в розмірах обох конструкцій і великій несучій здатності колодязя шляхом спирання на міцні ґрунти, розташовані на значній глибині (рис. 15.5).

Розрахунок опускних колодязів проводять відповідно до відомих методів обліку впливу сил тертя, що розвиваються по його бічній поверхні. До того ж варто мати на увазі, що опускний колодязь занурюється без днища, працюють бічна поверхня і ножова частина, а по мірі розроблення ґрунту в площі основи та у ножової частині відбувається переміщення його по вертикалі. По мірі опускання нарощують стінки опускного колодязя, збільшуючи навантаження на ножову частину.

Занурення колодязя забезпечується у разі дотримання умови:

$$\frac{(G_m + Q)}{T_2 + F_u} \geq \gamma_{\rho l}, \quad (15.1)$$

де G_m – вага будівельних конструкцій стін; Q – привантаження колодязя під час занурення; T_2 – сила тертя стін колодязя по ґрунту під час занурення; F_u – опір ґрунту під підшвою ножа; $\gamma_{\rho l}$ – коефіцієнт надійності занурення (зазвичай приймають = 1,15).

Розрахунок виконують поетапно по мірі нарощування кожного ярусу і на повну глибину.

Якщо колодязь опускається з пристроєм днища і підводною розробкою ґрунту, розрахункові зусилля (моменти і поперечні сили) збільшують на 15 % через складність контролю за положенням опорних зон.

Міцність залізобетонного днища з шарнірним обпиранням по контуру на стіни колодязя розраховують на наступні навантаження: опір ґрунту під днищем колодязя R_g і гідростатичний тиск підземних вод за формулою:

$$R_g = \sum G - P_w, \quad (15.2)$$

де $\sum G$ – сума всіх постійних вертикальних навантажень на колодязь з урахуванням сил тертя.

Під час розрахунку опускного колодязя в умовах експлуатації потрібно враховувати:

- міцність зовнішніх і внутрішніх стін, днища, перекриттів;
- спливання колодязя;
- зрушення по підосві, перекидання та загальну стійкість споруди разом з основою.

Розрахунок в умовах експлуатації необхідно проводити з урахуванням навантажень:

$$\frac{\sum G + T_i + Q}{A_w \cdot H_w \cdot \gamma_w} \geq \gamma_{lm}, \quad (15.3)$$

де G, Q – розрахункові навантаження; T_i – сума зусиль тертя при розрахунку на спливання; A_w – площа основи колодязя; H_w – розрахункове перевищення рівня підземних вод над основою днища колодязя; γ_w – питома вага води; $\gamma_{lm} = 1,2$ – коефіцієнт надійності від спливання.

Якщо умова (15.3) не виконується, то необхідно передбачити пристрій анкерних кріплень або збільшувати вагу колодязя.

Розрахунок колодязя на зрушення по підосві та перекидання, а також загальної стійкості спільно з основою проводять тільки у разі великих горизонтальних зусиль.

15.4 Кесони

Одним із різновидів фундаментів глибокого закладання є кесони (рис. 15.6). Кесони застосовують давно, особливо в водонасичених ґрунтах із шарами, що чергуються слабкими ґрунтами і ґрунтами твердих порід – скельні, напівскельні, у яких опускні колодязі влаштовувати важко.

Кесон порівнюють із перевернутим догори днищем коробчастої конструкції, яка має стелю, бічні стінки і два приміщення – робочу камеру I , у яку під тиском нагнітається стиснене повітря, що врівноважує тиск

води на цій глибині і не заважає проводити роботи із розроблення ґрунту, і надкесонне приміщення 3, через яке проходить шахтна труба 5 і шлюзовий апарат 4, через який відкривається доступ робочому кесону і забезпечується подача матеріалів, обладнання і підйом вийнятого ґрунту.

Надкесонне приміщення залежно від призначення кесона як фундаменту глибокого закладання виконують у вигляді суцільного масиву з монолітного бетону або залізобетону. Якщо надкесонне приміщення використовується як заглиблене, то його конструкція дещо відрізняється за вагою і технології виготовлення. Зовнішні стінки ретельно гідроізольовують від проникнення води. Вони можуть бути виконані із збірних елементів. Надкесонне приміщення виконуються по всій висоті або ж ярусами по мірі занурення.

Основними елементами, необхідними для занурення кесонів, є шлюзові апарати, шахтні труби та компресорна станція. Шлюзовий апарат з'єднаний з кесонною камерою шахтними трубами, по яких робітники потрапляють у камеру.

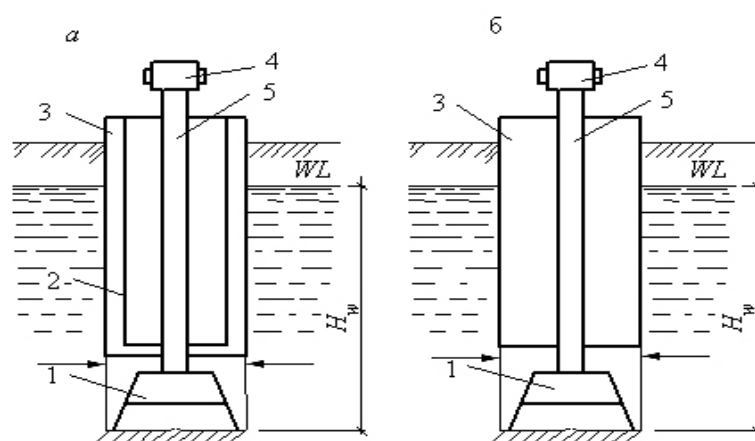


Рисунок 15.6 – Схема влаштування фундаментів глибокого закладання кесонним методом: *а* – для заглибленого приміщення; *б* – для глибокого фундаменту; 1 – кесонна камера; 2 – гідроізоляція; 3 – надкесонне приміщення; 4 – шлюзовий апарат; 5 – труба шахтна

Попередньо проходить адаптація організму людини в умовах підвищеного тиску і поступового зниження його, що забезпечує уникнення декомпресії після закінчення робіт. Тиск у робочій камері відповідає величині 350 – 400 кПа за глибини занурення кесона на 35,0 – 40,0 м. Воно запобігає потраплянню води в робочу камеру. Робітники знаходяться в

кесоні протягом 2 годин. Адаптація їх до роботи в камері входу становить 15 – 20 хв, а при виході з камери – у межах *1 години* зі зниженням тиску повітря до атмосферного. Отже, цей спосіб влаштування фундаментів є дорогим, складним як для людей, що працюють в кесоні, так і за технологією виконання робіт.

До початку виконання робіт на поверхні монтують кесонну камеру, шлюзовий апарат і шахтні труби. Одночасно поблизу кесона споруджують компресорну станцію, монтують обладнання для подачі стисненого повітря в кесон. Після того як бетон кесонної камери досяг проектної міцності, починають занурення. У кесонну камеру, як тільки вона досягла рівня підземних вод, подають стиснене повітря для віджимання води з камери кесона. По мірі занурення кесона здійснюють нарощування шахтної труби і надкесонної частини споруди. Ґрунт у камері кесона розробляють вручну або гідромеханічним способом і подають на поверхню через шахтний отвір і шлюзову камеру.

Розрахунок кесона виконується аналогічно розрахунку опускного колодезя.

15.5 Тонкостінні оболонки

У зв'язку з появою потужних віброзанурювачів, з'явилась можливість занурювати елементи великих розмірів на значну глибину, використовуючи їх як фундаменти глибокого закладання. Прикладом такого використання є тонкостінні залізобетонні оболонки, виготовлені в заводських умовах (рис. 15.7).

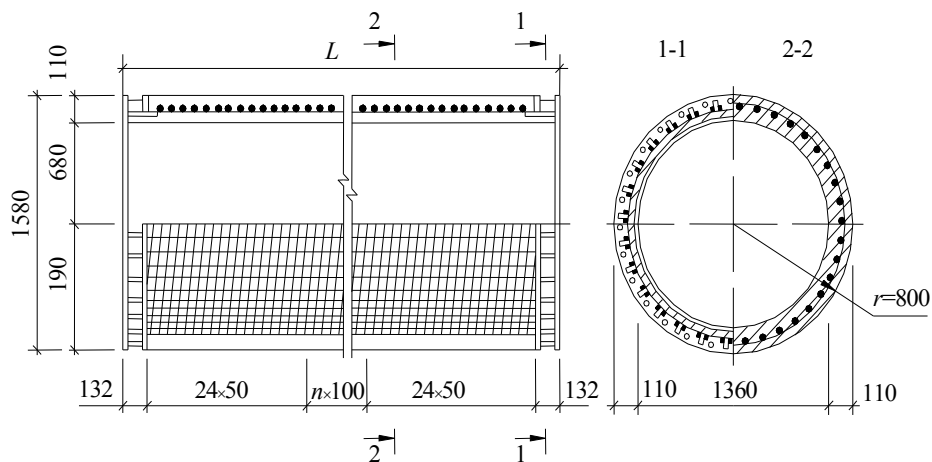


Рисунок 15.7 – Конструкція типової тонкостінної оболонки діаметром 1,6 м

Тонкостінні оболонки становлять пустотілий циліндр, виконаний з попередньо напруженого залізобетону. Оболонки виготовляють секціями довжиною 6,0 – 12,0 м із зовнішнім діаметром 1,0 – 3,0 м. Елементи оболонки зварюють до початку занурення і по мірі занурення нарощують. Занурення оболонок у ґрунт здійснюється віброзанурювачем. Нижня частина оболонки забезпечується ножем для запобігання від руйнування у разі зустрічі з твердими включеннями. Після занурення оболонки до заданої глибини її порожнину заповнюють бетоном. Щоб знизити обсяг бетону або взагалі виключити заповнення оболонки бетоном, застосовують оболонки з потовщеною стінкою до 160 – 200 мм. Посилені оболонки мають підвищену міцність під час занурення в важкопрохідні ґрунти з включенням галечнику, валунів і не потребують заповнення порожнини бетоном, що значно скорочує процес виготовлення фундаменту, оскільки на твердіння і набір міцності бетону потрібен певний час.

У нескельних ґрунтах для збільшення несучої здатності оболонки по ґрунту влаштовують внизу розширену п'яту розбурювачем або камуфлетним вибухом із наступним заповненням п'яти бетонною сумішшю. Такий тип фундаменту глибокого закладання є економічним, тому що дозволяє значно скоротити час на його виготовлення, підвищує несучу здатність оболонки, сприяє зменшенню трудомісткості під час виконання робіт, дозволяє краще використовувати міцнісні властивості матеріалу фундаменту.

Фундаменти з оболонок широко застосовуються за великих вертикальних і горизонтальних навантажень, характерних для мостів і гідротехнічних споруд.

15.6 Підземні споруди, що влаштовуються методом «стіна в ґрунті»

Фундаменти підземних споруд, що влаштовуються методом «стіна в ґрунті», знайшли застосування у містах в умовах забудованої території. Цей метод дозволяє влаштовувати підземні споруди поблизу існуючих будівель і споруд без порушення їхньої стійкості, приймає на себе частину динамічних навантажень. Його конструктивні елементи є невід'ємною складовою конструкцією для транспортних споруд – підземні переходи, тунелі, станції метрополітену, підземних автомагістралей, а також під час

будівництва гідротехнічних споруд – водозабірні та насосні станції, протифільтраційні завіси гребель і дамб, набережні, причальні стінки та ін.

«Стіна в ґрунті» одночасно може бути кріпленням стінок котловану, підземних поверхів будівель.

Стійкість стін підземних споруд забезпечується закладанням їх нижньої частини в ґрунтах, а також застосуванням розпірних конструктивних елементів у вигляді розпірних балок і анкерів (рис. 15.8). При відстані між паралельними стінами підземних споруд до 15,0 м стійкість стін повністю забезпечується, за більшої відстані необхідно передбачати їхнє анкерне кріплення.

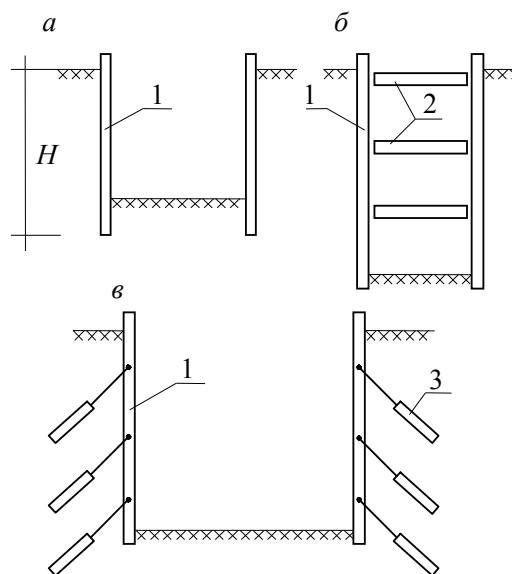


Рисунок 15.8 – Конструктивні схеми споруд із паралельними стінами: а – консольна стіна (H – глибина закладання стіни); б – стіна з кріпленням паралельними розпірками; в – стіна з кріпленням анкерами; 1 – стіна; 2 – розпірки; 3 – анкери

Глибину закладання (висоту) стін у ґрунті приймають залежно від гідрогеологічних умов майданчика, конструкції стін, технології виконання робіт під час їхнього зведення, з урахуванням техніко-економічного порівняння варіантів. В умовах зведення споруд у водонасичених ґрунтах рекомендується заглиблювати стіну в водотривкий шар (суглинки, глини) на глибину 1,0 – 1,5 м, в скельні ґрунти – на 0,5 – 1,0 м.

Технологія влаштування «стіни в ґрунті» передбачає застосування як монолітного залізобетону, так і збірних залізобетонних елементів.

Під час спорудження траншейних стін попередньо влаштовують збірну або монолітну форшахту. Вона є прямою для землерийних механізмів, опорою для підвішування армокаркасів, збірних залізобетонних панелей.

Глибину піонерної траншеї H_{ϕ} приймають 0,8 – 1,5 м залежно від міцності поверхневого шару ґрунту, довжину захватки в поздовжньому напрямку – 4,0 – 6,0 м, ширину траншеї – залежно від обладнання, товщини несучих монолітних стін (40, 60, 80 і 100 см). Обсяг захватки з урахуванням бетону повинен складати не більше 50 – 60 м³.

Для розроблення ґрунту в траншеї використовують землерийне обладнання безперервної дії – екскаватори типу «зворотна лопата» з подовженою стрілою і вузьким ковшем, що дозволяє рити траншею глибиною до 7,0 – 8,0 м, бурові верстати обертального буріння та спеціальні ковшові і фрезерні агрегати.

Для утримання стінки від обвалення в неї заливають тиксотропний глинистий розчин. Рівень розчину має бути вище рівня підземних вод. Для приготування глинистих розчинів густиною 1,15 – 1,30 т/м³ застосовують спеціальні бентонітові глини або місцеві глини. Опускають арматурний каркас, виконують бетонування і переходять до виконання робіт на наступній захватці через одну, а після її влаштування – до проміжної і т. д. У результаті утворюється суцільна стіна. Така конструкція стіни може бути кріпленням стін котловану, стіною підземних поверхів і фундаментом.

Разом із улаштуванням «стіни в ґрунті» з монолітного залізобетону цей процес можна прискорити шляхом заповнення траншеї збірними залізобетонними панелями. Для зручності виконання монтажних робіт товщину панелей приймають на 6,0 – 10,0 см менше ширини траншеї, зазор заповнюють спеціальним цементно-піщаним або цементно-глинистим розчином. Розчин має бути рідким, після твердіння набувати міцність не нижче міцності навколишнього ґрунту і бути водонепроникним.

В останні роки у практику фундаментобудування почали впроваджувати шліцьові (щілинні) фундаменти (рис. 15.9). Цей тип фундаментів доцільно застосовувати під час будівництва практично на непридатних ґрунтах, за повного прорізання просадної товщі, у складних нашаруваннях водонасичених ґрунтів, а також в умовах зсувних, де стіна виконує функції як фундаменту, так і утримувальної споруди.

Шліцьові фундаменти влаштовують на глибину від 4,0 до 50 м і більше. Глибина фундаменту обмежується можливостями застосовуваних землерийних механізмів. Ширина траншеї може бути 0,2 – 1,2 м і залежить від можливостей застосовуваних механізмів. За способом влаштування шліцьові фундаменти можуть бути збірні, монолітні та збірно-монолітні, за способом передачі навантаження від споруди на ґрунт – шліци-стійки, які передають навантаження на практично нестискувальний ґрунт, завислі, які передають навантаження бічною поверхнею і підшовою фундаменту (рис. 15.10).

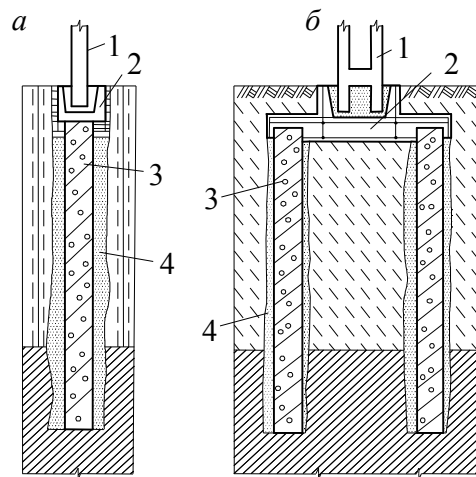


Рисунок 15.9 – Конструкції збірних шліцьових фундаментів із плоских панелей: *а* – однорядний; *б* – дворядний; *1* – колона; *2* – ростверк зі стаканом під колону; *3* – збірний плоский елемент; *4* – тампонажний розчин

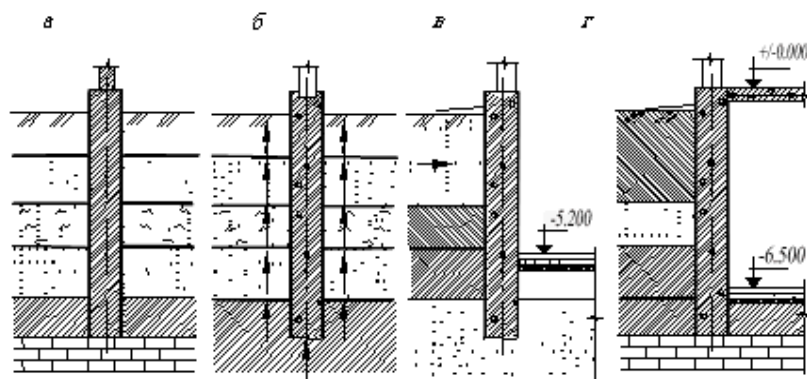


Рисунок 15.10 – Схеми поперечних перерізів шліцьових фундаментів: *а* – працюючі нижньою частиною; *б* – працюючі нижньою частиною і бічною поверхнею; *в* – працюючі консольно; *г* – працюючі з елементами жорсткості – перекриття, заземлення

Товщина стінок монолітного шліцьового фундаменту – 400 – 600 мм, збірного – 200 – 1200 мм. Збірні шліцьові фундаменти опускають у заздалегідь прорізану траншею. Товщину шліцьового фундаменту приймають на 10 см менше ширини траншеї для полегшення монтажу та проведення тампонажних робіт із заповнення пазух. Тампонажним матеріалом є глино-цементно-піщані розчини або глино-щебенево-піщані композиції. Конструкції стиків між збірними елементами необхідно приймати такими, щоб вони дозволяли легко вести монтаж елементів під глинистою суспензією і проводити тампонажні роботи. Збірні шліцьові фундаменти застосовують із суцільних плоских панелей, із порожнистих панелей і тонкостінних об'ємних елементів.

Під час проектування шліцьових фундаментів варто виконувати розрахунок стійкості стінок траншей з урахуванням гідрогеологічних умов будівельного майданчика, фізико-механічних властивостей ґрунтів, рівня ґрунтових вод і навантаження від поблизу розташованих будинків.

Шліцьові фундаменти працюють не тільки в поздовжньому, але і в поперечному напрямку, тому розрахунок шліцьових фундаментів і їхніх основ має здійснюватися за двома групами граничних станів:

1) за міцністю матеріалу фундаментів і їхніх елементів; за несучою здатністю основи; за стійкістю основ шліцьових фундаментів, якщо на них передаються горизонтальні навантаження;

2) за деформаціями основ шліцьових фундаментів; за переміщеннями фундаментів з урахуванням взаємодії фундаменту з ґрунтом від дії вертикальних, горизонтальних навантажень і моментів, щодо утворення і розкриття тріщин в елементах залізобетонних фундаментів.

ГЛАВА 16 ФУНДАМЕНТИ, ЩО ЗВОДЯТЬСЯ В УМОВАХ СТРУКТУРНО-НЕСТІЙКИХ ҐРУНТІВ

16.1 Просідаючі ґрунти

Окремі види ґрунтів під час зволоженні здатні ущільнюватися і втрачати стійкість. Деформації, які виникають, називаються просіданнями. До просідаючих ґрунтів належать леси і лесовидні пілуватоглинисті ґрунти. Особливістю цих ґрунтів є наявність у них великих, видимих неозброєним оком пір, великий вміст пілуватих частинок, наявність розчинних солей (карбонатів, сульфатів і хлоридів).

Макропористі лесовидні ґрунти широко поширені. Частина їх має дуже високу пористість – до 50 і більше відсотків, тому в природному стані у разі замочування вони можуть давати значні просідаючі деформації.

Згідно з чинними будівельними нормами просідаючі ґрунти під час замочування характеризуються такими показниками:

- відносним просіданням ε_{sl} – відносним стисненням ґрунтів за заданого тиску;
- початковим просідаючим тиском P_{sl} – мінімальним тиском, за якого спостерігається просідання;
- початкової просідаючою вологістю w_{sl} – мінімальною вологістю, за якої виникає просідання.

Просідання ґрунту необхідно враховувати, якщо його відносне просідання $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Відносне просідання визначається за формулою:

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,g}}, \quad (16.1)$$

де $h_{n,p}$ та $h_{sat,p}$ – відповідна висота зразка природної вологості і його висота після повного водонасичення під тиском P на розрахунковій глибині. Складовими вертикального тиску P є напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} і власної ваги ґрунту σ_{zg} , тобто: $P = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{n,g}$ – висота зразка природної вологості, ущільненого тиском $P = \sigma_{zg}$.

Просідаючі деформації відбуваються від замочування ґрунтів зверху дощовими і талими водами, а також унаслідок пошкодження у водопровідних мережах. Причиною замочування знизу є підйом рівня підземних вод.

Просідаючі деформації вологості при сумарних напругах від дії власної ваги ґрунту і розподілених навантажень визначають за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (16.2)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносне просідання i -го шару ґрунту, визначається за формулою (16.1); h_i – товщина i -го шару ґрунту; $k_{sl,i}$ – коефіцієнт, коригуючий розрахунок; n – кількість шарів, на які розділена зона просідання h_{sl} .

Товщина шарів не повинна перевищувати 2 см, а зміна сумарного напруження в шарі не повинна перевищувати 200 кПа.

Значення коефіцієнта $k_{sl,i}$ за ширини фундаменту $b \geq 12$ м приймається такою, що дорівнює 1 для всіх шарів ґрунту в межах зони просідання.

Якщо $b \leq 3$ м, тоді для визначення $k_{sl,i}$ користуються формулою:

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 \frac{P - P_{sl,i}}{P_o}, \quad (16.3)$$

де P – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа; $P_{sl,i}$ – початковий просідаючий тиск i -го шару, кПа; P_o – тиск, що дорівнює 100 кПа; b – ширина фундаменту.

За ширини фундаменту $3 \text{ м} \leq b \leq 12 \text{ м}$ коефіцієнт $k_{sl,i}$ визначають за інтерполяцією по знайденим значенням $k_{sl,i}$ за $b = 3 \text{ м}$ та $b = 12 \text{ м}$.

У разі визначення просідання ґрунту від власної ваги приймають:

$k_{sl,i} = 1$ за $H_{sl} \leq 15 \text{ м}$ та $k_{sl,i} = 1,25$ за $H_{sl} \geq 20 \text{ м}$. В інтервалі $15 \text{ м} \leq H_{sl} \leq 20 \text{ м}$, $k_{sl,i}$ – визначають інтерполяцією. Тут H_{sl} – потужність просідаючої товщі.

У межах просідаючої товщі H_{sl} виділяють товщину верхньої зони просідання $h_{sl,p}$, у якій можлива деформація $S_{sl,p}$ від зовнішнього навантаження. Ця зона поширюється від підшви фундаменту до глибини, де має місце умова $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} > P_{sl}$.

Товщина нижньої зони просідання $h_{sl,g}$, в якій можлива просідаюча деформація від власної ваги ґрунту $S_{sl,p}$, починається з глибини, де $\sigma_{zg} = P_{sl}$ і поширюється до нижньої межі просідаючої товщі.

Для випадку, коли просідаюча деформація від власної ваги ґрунту $S_{sl,p}$ відбувається при замочуванні зверху невеликих майданчиків шириною B_w , менших просідаючої товщі H_{sl} , будівельні норми рекомендують визначати $S_{sl,p}$ за формулою:

$$S'_{sl,g} = S_{sl,g} \sqrt{(2 - B_w / H_{sl}) B_w / H_{sl}}, \quad (16.4)$$

де $S_{sl,p}$ – максимальне значення просідаючої деформації ґрунту від власної ваги, що визначається за формулою (16.2).

Польові й лабораторні випробування просідаючих ґрунтів та виконані на їх основі розрахунки дозволяють запланувати заходи для повного або часткового усунення просідання на ділянці будівництва. Однак попередньо необхідно з'ясувати, у якому співвідношенні знаходяться початковий просідаючий тиск і напруга в ґрунті від зовнішніх навантажень і власної ваги ґрунту на розрахунковій глибині (рис. 16.1).

За достатньо великих значень початкового просідаючого тиску може спастерігатися умова $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq P_{sl}$. У цьому випадку просідання ґрунту під час розрахунку основ і фундаментів не враховується.

Заходи, спрямовані на усунення просадних властивостей основи, зводяться, насамперед, до ущільнення ґрунтів важким трамбуванням, до влаштування непросідаючих ґрунтових подушок, виконаних із використанням ущільнювальних механізмів. Добре зарекомендували себе способи усунення просідання у разі влаштування фундаментів без виймання ґрунту. Для цього порожнина в ґрунті влаштовується за формою фундаменту спеціальним трамбуванням з одночасним ущільненням основи.

Якщо просідаюча товща виконана щільним ґрунтом, тоді за відповідного обґрунтування може бути прийнятий варіант прорізання просідаючих шарів палями.

При значних площах з просідаючими ґрунтами, що відводяться під забудову, застосовують попереднє замочування ґрунту в котлованах. Будівництво в таких котлованах починають через певний (розрахунковий) час, протягом якого замочені ґрунти втрачають просадні властивості.

Лесовидні ґрунти, які використовуються в будівельній практиці, часто поширюються на порівняно велику глибину (до 15 – 20 м). В цьому випадку для виключення осідань у ґрунтовому масиві застосовують глибинне ущільнення просідаючих ґрунтів, що досягається за допомогою ґрунтових паль. Їхнє використання не потребує застосування будівельних матеріалів, оскільки під час їх улаштування використовується тільки місцевий ґрунт. Технологія їхнього виготовлення проста і не вимагає застосування складного обладнання. Завдяки цьому зведення фундаментів будівель і споруд за допомогою ґрунтових паль може давати помітний економічний ефект.

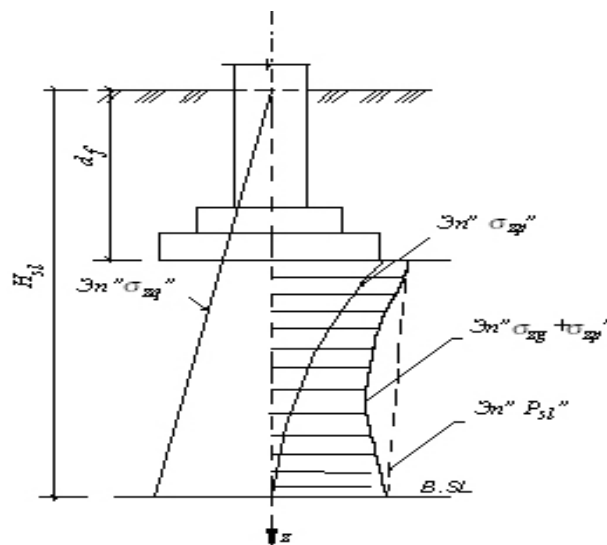


Рисунок 16.1 – Схема розподілу по глибині основи напружень від власної ваги ґрунту σ_{zp} , додаткового напруження σ_{zp} сумарного напруження $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$, і початкового просідаючого тиску P_{sl}

Глибинне ущільнення лесових макropористих ґрунтів за допомогою ґрунтових паль дозволяє усунути просадні явища в межах глибини всієї зони, яка деформується при зволоженні основи.

Грунтові палі доцільно застосовувати за товщини просідаючого шару від 8 до 20 м і вологості ґрунту, близькою до оптимальної.

Виготовлення ґрунтової палі починають з буріння свердловини діаметром 400 – 500 мм на всю глибину просідаючої товщі (II тип просідання). У разі ґрунтових умов за просіданням I типу палі виготовляють у межах всієї глибини деформованої зони $h_{sl,p}$ або в межах глибини просідаючої товщі H_{sl} , якщо $h_{sl,p} > H_{sl}$.

Палі розміщують на майданчику в шаховому порядку на вершинах рівносторонніх трикутників. Свердловину влаштовують за допомогою вдавлювання, забивання або віброзанурення порожньої сталеві труби на проектну відмітку. Нижній кінець труби забезпечують конусним наконечником, який втрачається після виготовлення свердловини, або башмаком з розкриваючими шарнірними стільцями і стопорним кільцем (рис. 16.2).

Після занурення на необхідну глибину трубу заповнюють порціями ґрунту, кожен з яких ущільнюють за поступового вилучення інвентарної труби з свердловини.

Виготовлення свердловини в стійких ґрунтах можна виконувати шляхом занурення інвентарної палі з закритим нижнім кінцем. Ґрунт в цьому разі подають у свердловину після повного вилучення інвентарної палі.

Для ущільнення макропористих пилувато-глинистих ґрунтів свердловину заповнюють переважно суглинками або супіссями, які ущільнюють трамбуванням.

Вологість ґрунту в свердловині під час ущільнення має бути оптимальною. Для пилувато-глинистих ґрунтів вона приблизно дорівнює вологості на межі розкочування.

При заповненні свердловини пилувато-глинистими ґрунтами їх середня питома вага в свердловині в сухому стані має бути не менше $17,5 \text{ кН/м}^3$. Середня питома вага сухого ґрунту в ущільненому масиві має бути на майданчиках із ґрунтовими умовами I типу просідання дорівнює $16,5 \text{ кН/м}^3$; II типу – у межах верхнього шару на глибину до $H_s/2$ – $16,5 \text{ кН/м}^3$, а нижче – 17 кН/м^3 (де H_s – довжина ґрунтової палі).

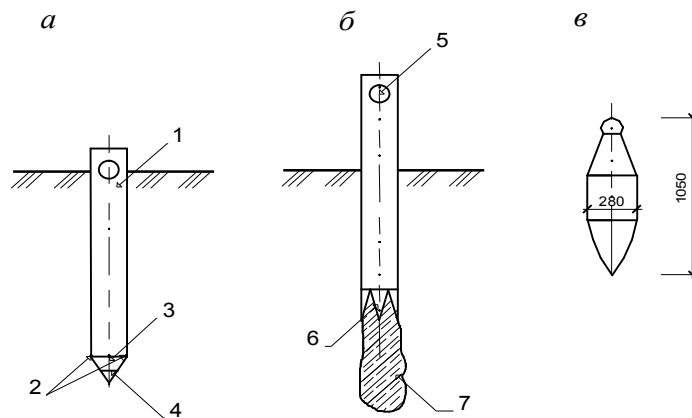


Рисунок 16.2 – Обладнання для виготовлення ґрунтових паль:
а – інвентарна труба в ґрунті; *б* – формування ґрунтової палі;
в – трамбування; 1 – стовбур інвентарної труби; 2 – шарніри;
 3 – стільці у закритому положенні; 4 – стопорне кільце; 5 – отвір;
 6 – стільці у відкритому положенні; 7 – ґрунтова паля

По краях майданчика, ущільнюваного ґрунтовими палями, буде формуватися зона з перехідними значеннями щільності ґрунту. Отже, необхідно збільшити розміри майданчика порівняно з розмірами фундаменту на величину, рівну за ґрунтових умов за просіданням:

– I типу – $0,2 b$, але не менше $0,8$ м, а для споруд, які будуть стояти окремо з високим розміщенням центру ваги, не менше $0,3 b$ (де b – ширина прямокутного або діаметр круглого фундаменту);

– II типу – $0,2$ величини просідаючої товщі.

Під палями ущільнений ґрунт поширюється на глибину $2,5 d$ (де d – діаметр свердловини).

Під час виконання робіт з улаштування ґрунтових паль може відбуватися розущільнення ґрунту на рівні дна котловану, тому рекомендується ущільнення ґрунту починати з позначки, що перевищує позначку підшови фундаменту на величину буферного шару, товщина якого:

$$h_b = K_b d, \quad (16.5)$$

де d – діаметр свердловини; K_b – коефіцієнт пропорційності, який дорівнює для пісків – 3, супісків – 4, суглинків – 5 і глини – 6.

Після виготовлення ґрунтових паль буферний шар частково зрізають, а залишок (не більше 1,5 м) ущільнюють трамбуванням. Гарні результати дає щебенева підготовка товщиною 0,1 м поверх ущільненого палями ґрунту.

Розрахунки ґрунтових паль проводять із метою визначення граничних відстаней між палями, їх загальної кількості, а також маси ґрунту, необхідного для виготовлення паль.

Відстань між центрами свердловин ґрунтових паль у ряду знаходять за формулою:

$$l = 0,95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{(\rho_{ds} - \rho_d)}}, \quad (16.6)$$

де ρ_{ds} – середня щільність сухого ґрунту ущільненого масиву;
 ρ_d – щільність сухого ґрунту у природному стані.

З огляду на розміщення паль у вершинах рівносторонніх трикутників в шаховому порядку, разом з основою l стає відомим відстань між рядами паль l' . Для прямокутних майданчиків ущільнення цих даних достатньо, щоб визначити загальну кількість ґрунтових паль. Для майданчиків ущільненням іншої конфігурації зручніше знаходити загальну кількість паль у такому порядку:

– коефіцієнт пористості ґрунту до ущільнення:

$$e_o = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (16.7)$$

де ρ_s – щільність частинок ґрунту;

– коефіцієнт пористості після ущільнення ґрунтового масиву:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_{ds}}{\rho_{ds}}, \quad (16.8)$$

– площа поперечного перерізу ґрунтових паль на 1 м² ущільненої основи:

$$A_s = \frac{e_o - e}{1 + e_o}, \quad (16.9)$$

– загальна кількість ґрунтових паль:

$$n = \frac{A \cdot A_s}{A_c}, \quad (16.10)$$

де A – площа ущільненої основи; A_c – площа перерізу свердловини з ґрунтовою палею.

Далі за формулою (16.6) знаходять відстань l , а також залежне від нього l' і виконують розміщення свердловин на плані майданчику.

Необхідну масу ґрунту для заповнення однієї свердловини визначають за формулою:

$$m = K_d A_c \rho_{ds} H_s (1 + w_s), \quad (16.11)$$

де K_d – коефіцієнт, що враховує збільшення діаметра ґрунтової палі при заповненні свердловини: супіссями $K_d = 1,4$; суглинками і глинами $K_d = 1,1$; A_c – площа перерізу палі; w_s – вологість ґрунту, яким заповнюють свердловину; H_s – довжина ґрунтової палі з урахуванням товщини буферного шару, глибини закладання фундаменту і товщини ущільненого шару ґрунту під палями.

Загальна маса ґрунту для ущільнення всього майданчика $M = m \cdot n$.

16.2 Слабкі ґрунти

До слабких ґрунтів, використовуваних у будівництві, належать мули та водонасичені біогенні (зоторфовані) ґрунти підвищеної стискуваності з низькими значеннями характеристик. У природних умовах слабкі ґрунти можуть розташовуватися повністю в межах стисливої товщі або чергуватися шарами з достатньо міцними ґрунтами.

Спирання фундаментів безпосередньо на поверхню слабких ґрунтів, як правило, не допускається. Якщо слабкі ґрунти частково входять до основи, тоді середній тиск під подошвою фундаменту від зовнішнього навантаження не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту, що визначається аналітичним методом.

Під час вибору табличного коефіцієнта умови роботи ґрунтової основи γ_{cI} враховують значення показника відносного вмісту органічної

речовини I_{om} , вираженої в частках одиниці. У розрахунках за деформаціями основи, складеної слабкими ґрунтами, межу стисливої товщі беруть на глибині, де додаткова напруга $\sigma_{zp} = 3 \text{ кПа}$. Зведенню будинків на слабких ґрунтах передують заходи, що проводяться на будівельному майданчику з метою зменшення осад основи під навантаженням. До них належать влаштування піщаних і гравійно-піщаних подушок.

Радикальними способами усунення надмірної осад основи є заміна біогенних ґрунтів ґрунтами з мінеральним скелетом, а також прорізання слабких ґрунтів заглибленими фундаментами або палями.

До конструктивних заходів належать підвищення жорсткості будівель, влаштування осадних швів, що розділяють будівлю на окремі блоки, і т. п.

Піщані подушки дозволяють у декілька разів знизити тиск, що передається на слабкий ґрунт в результаті розсіювання напружень по глибині відсипаного піщаного шару. Зниження тиску дає можливість уникнути надмірної осад слабких ґрунтів, водночас деформація ущільнення піску в піщаній подушці має незначну величину.

Під час формування піщаної подушки не допускається рихле складення відсипаного піску, тому відсипання виконують шарами товщиною не більше 0,3 м з пошаровим ущільненням до щільності піску в сухому стані $\rho_d = 1,65 \text{ т/м}^3$. Необхідне ущільнення досягається за оптимальної вологості піску, яку визначають лабораторним шляхом у конкретних умовах виготовлення подушки.

Товщину піщаної подушки встановлюють, виходячи з умови $\sigma_{zp} \leq R$. Додатковий тиск σ_{zp} приймають з урахуванням ефекту розподілу на рівні підосви подушки, а розрахунковий опір R визначають для ґрунту слабого шару, виходячи із значень фізико-механічних характеристик.

Ширину подушки призначають з урахуванням кута розподілу тиску α , який залежно від крупності застосовуваного піску складає $30 - 40^\circ \text{ С}$.

Піщана подушка найчастіше має прямокутний переріз (рис. 16.3). У цьому випадку її ширина b_s визначається рівнянням:

$$b_s = b + 2h \operatorname{tg} \alpha, \quad (16.12)$$

де b – ширина підосви фундаменту; h – товщина подушки.

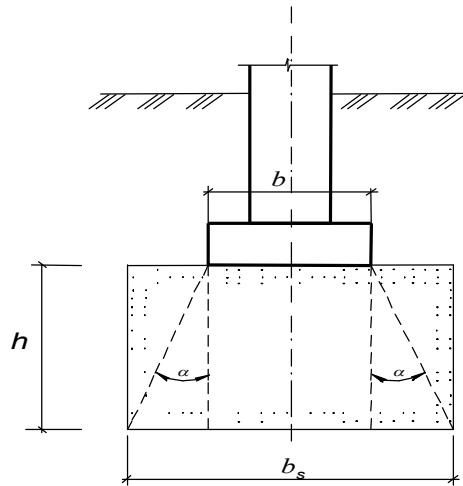


Рисунок 16.3 – Схема визначення розмірів піщаної подушки

Під час перевірки осадки основи, складеної слабкими ґрунтами, може виявитися, що її значення не перевищує граничну величину завдяки додатковим горизонтальним деформаціям ґрунту у слабкому шарі. У цьому випадку фундамент захищають шпунтом із залізобетонних шпунтових паль, заведених кінцями в міцний ґрунт, або переходять до влаштування фундаментів на палях і глибоких опорах.

16.3 Набрякливі ґрунти

Особливістю набухливих ґрунтів є їх здатність розущільнюватися, тобто збільшуватися в об'ємі під час зволоження. Подальше зниження вологості в таких ґрунтах призводить до усадок.

Деформації ґрунту основи в результаті набухання та осадки можуть бути причиною пошкоджень будівельних об'єктів.

До категорії набухливих ґрунтів належать переважно глини, особливо з високими значеннями числа пластичності. Крім того, здатністю набухати мають деякі види шлаків, а також пилювато-глинисті ґрунти у разі замочування кислотами, які потрапляють у ґрунт у вигляді відходів хімічних виробництв.

Набухливі ґрунти характеризуються відносним набуханням при заданому тиску ε_{sw} , тиском набухання P_{sw} , вологістю набухання w_{sw} і відносною осадкою ε_{sh} .

Тиском набухання називається мінімальний тиск, який надається на ґрунт, за якого деформації набухання припиняються. Зі збільшенням

вологості поступово знижується величина розущільнення ґрунту, а за певної вологості, що дорівнює вологості набрякання, деформації набрякання відсутні.

Ґрунт вважається набрякливим, якщо за його вільного набрякання $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

У разі інфільтрації води в ґрунт відносно набрякання ґрунту ε_{sw} визначають за формулою:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (16.13)$$

де h_n – висота зразка в природньому стані, стисненого без можливості бокового розширення тиском, що дорівнює сумарній вертикальній напрузі на заданій глибині $\sigma_{z,tot}$; h_{sat} – висота зразка після повного водонасичення за того самого тиску.

Загальну деформацію (підйом) основи під час набрякання ґрунтів знаходять за формулою:

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (16.14)$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ – відносно набрякання i -го шару ґрунту, що визначається за формулою (16.13); n – число шарів, на які розбита зона набрякання; h_i – товщина i -го шару; $k_{sw,i}$ – коефіцієнт, що визначається залежно від величини сумарної вертикальної напруги $\sigma_{z,tot}$ на певній глибині: $k_{sw} = 0,8$, якщо $\sigma_{z,tot} = 0,05$ МПа; $k_{sw} = 0,6$, якщо $\sigma_{z,tot} = 0,3$ МПа. Проміжні значення коефіцієнта k_{sw} приймають за інтерполяцією.

Відносну лінійну осадку ґрунту знаходять за формулою:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (16.15)$$

де h_n – висота ґрунтового зразка з максимально можливою вологістю при

обтисненні його заданим вертикальним тиском без можливості бокового розширення; h_d – висота зразка в тих саме умовах після висихання.

Для усунення негативного впливу набрякливих ґрунтів на споруди здійснюють такі профілактичні заходи:

- проектування водозахисних пристроїв;
- попереднє замочування основи;
- влаштування компенсувальних піщаних подушок;
- заміна набрякливого ґрунту ненабрякливим.

Крім того, використовують конструктивні заходи, до яких належать підвищення міцності і жорсткості будівлі, влаштування осадочних швів, прорізання набрякливих шарів палями з анкеруванням їх у ненабрякливі ґрунти.

Водозахисними заходами є планування території для забезпечення надійного відведення дощових і талих вод за межі ділянки, організований відвід води з покрівлі будівель, влаштування на входах та виходах водонесучих трубопроводів залізобетонних лотків, сполучених із контрольними колодязями, тощо.

Попереднє замочування призводить до підйому ґрунту перед початком будівництва до рівня, вище якого деформації набрякання виключаються.

Для влаштування компенсувальних піщаних подушок у набрякливих ґрунтах використовують піски будь-якої крупності, за винятком пилюватих. Ущільнення піску в подушках доводять до щільності в сухому стані $\rho_d = 1,6 \text{ т/м}^3$.

Заміну набрякливого ґрунту здійснюють будь-яким ненабрякливим ґрунтом із пошаровим ущільненням під час укладання в котлован. Укладання супроводжують контролем щільності ґрунту. Мінімальне значення щільності скелету становить: $\rho_d = 1,65 \text{ т/м}^3$.

Зазначені профілактичні заходи можуть не проводитися, якщо виявиться, що на будь-якій глибині під подошвою фундаменту наявна умова:

$$\sigma_{z.tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z.ad} \geq P_{sw}, \quad (16.16)$$

де $\sigma_{z.tot}$ – загальне вертикальне напруження на глибині z нижче подошви

фундаменту; σ_{zp} – додаткове напруження від ваги споруди з урахуванням його розсіювання з глибиною; σ_{zg} – природний тиск залежно від заданої глибини; $\sigma_{z,ad}$ – додатковий тиск від ваги ґрунту за межами зони зволоження.

За значних розмірів зони зволоження тиск $\sigma_{z,ad}$ не враховують. Значення σ_{zp} на рівні підшви фундаменту має бути співставлене з розрахунковим опором ґрунту основи ($\sigma_{zp} \leq R$).

Якщо $\sigma_{z,tot}$ у верхній зоні набрякання шару виявиться менше P_{sw} , то нижня межа набрякання H_{sw} буде перебувати на глибині, де $\sigma_{z,tot} = P_{sw}$.

Як радикальний метод усунення негативного впливу на споруди деформацій від набрякання та осаду ґрунту може розглядатися прорізання цього шару палями, заанкерованими у підстиляючому шарі ненабрякливого ґрунту. Як анкери використовують розбурення (уширення) у нижній частині буронабивних паль, камуфлетні уширення, булавоподібні палі заводського виготовлення.

Пальові фундаменти будівель і споруд розраховують таким чином, щоб повністю виключити їхнє переміщення під час сезонних набухань і усадок ґрунтів.

Для усунення властивостей набрякання способом попереднього замочування риють котлован (або траншею на глибину 0,1 – 0,3 м вище проектної позначки закладання підшви фундаменту. У котловані в шаховому порядку на відстані 2 – 4 м пробурюють свердловини діаметром 100 – 250 мм (глибина на 0,5 м менше, ніж необхідна за проектом товщина шару, що піддається замочуванню). Свердловини заповнюють на всю висоту гравієм, щебенем або піщано-гравійною сумішшю. У межах котловану по двох взаємно перпендикулярним напрямкам влаштовують поверхневі марки через 3 – 5 м одна від одної. До початку замочування визначають вологість ґрунту по глибині через 0,5 – 0,7 м не менше ніж по шість зразків з кожної глибини.

У процесі замочування через 7 – 10 днів проводять нівелювання марок. Замочування припиняють, коли величина підйому поверхні складе 0,8 розрахункової.

Інтенсивна інженерно-господарська діяльність людини призводить до значних змін природного середовища. Будівельникам доводиться

освоювати не тільки нові території, але і використовувати ділянки, розташовані в забудованій частині міста, переважно несприятливі та небезпечні в інженерно-геологічному відношенні. До них належать майданчики, складені просідаючими ґрунтами, підтоплювані ґрунтовими і хімічно агресивними водами, території з зсувними ґрунтами, підроблювані гірничими виробками, складені з відходів хімічних, промислових, збагачувальних, харчових і господарсько-побутових відходів. Отже, освоєння таких територій під нове будівництво або роботи, пов'язані з підсиленням або реконструкцією будівель та споруд, вимагають ретельного проведення інженерно-геологічних досліджень, вибору найбільш правильного рішення за мінімальних витрат.

16.4 Підроблювані території

Території, у надрах яких розробляються шахтним способом корисні копалини, належать до підроблюваних територій. Ведення гірничих виробок під землею призводить до осідання земної поверхні, яке здебільшого супроводжується горизонтальними деформаціями ґрунту. В ускладнених умовах на підроблюваних територіях спостерігаються, крім того, провали, різка зміна гідрогеологічних умов, зниження значень механічних характеристик ґрунтів, що використовують як основи будинків і споруд.

Конструктивними заходами, спрямованими на зниження несприятливих впливів деформацій земної поверхні на будівлі і споруди є розрізання будівель на відсіки, зведення фундаментів жорсткої конструкції, прийняття додаткових конструктивних рішень, влаштування поясів у фундаментах та стінах і т. п.

Горизонтальному тиску у ґрунті, що виникає під час осідання земної поверхні, надійно протистоять залізобетонні стрічкові перехресні фундаменти і фундаментні плити.

Заходом, що дозволяє відновити експлуатаційну придатність будівель, які отримали значні нерівномірні осади і крени на підроблюваних територіях, є вирівнювання будівель за допомогою гідравлічних домкратів і клинів. Для цього в конструкціях фундаментів влаштовують опорні залізобетонні пояси з нішами для встановлення домкратів.

Важливу роль при експлуатації будівель і споруд, споруджених на підроблюваних територіях, відіграє служба спостереження за станом конструкцій.

Систематичні інструментальні вимірювання деформацій конструкцій дозволяють своєчасно проводити необхідні заходи щодо їхньої локалізації.

Під час проектування будинків і споруд на підроблюваних територіях враховується можливість зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів у процесі осідання поверхні майданчиків забудови. Розрахунковий опір ґрунту основи визначають звичайним шляхом відповідно до вказівок будівельних норм. Крім того, для будинків із жорсткою конструктивною схемою підвищують значення коефіцієнтів умов роботи γ_{c2} , а під час визначення крайових тисків під подошвою фундаментів допускається умова $\sigma_{max} \leq 1,4 R$, де σ_{max} – максимальний крайовий тиск. Ці зміни забезпечують зменшення ширини підшви фундаментів, що в деяких випадках для будівель із жорсткою конструктивною схемою, зі свого боку, сприяє зменшенню зусиль у коробці будівлі шляхом підвищеного врізання фундаментів у ґрунт основи.

Значення модуля деформації ґрунту в горизонтальному напрямку для розрахунків горизонтальних деформацій основи приймають таким, що дорівнює – 0,5 для пилувато-глинистих ґрунтів і 0,65 – для піщаних ґрунтів від значення модуля деформації ґрунту, який визначається у вертикальному напрямку.

16.5 Суфозія у піщаних та глинистих ґрунтах

Суфозія – це процес, за якого відбувається осідання поверхні землі в результаті вимивання, вилужнювання та винесення розчинних часток ґрунту підземними водами з нижчележачих порід.

У наш час під суфозією розуміють явища утворення воронок, осідання не тільки як результат вилужнювання, але і як механічне винесення підземними водами з породи дрібних часток. Розчинення відіграє підпорядковану роль: воно звільняє зерна породи та розпушує її, завдяки чому збільшуються фільтрація та її швидкість. Найчастіше ці явища спостерігаються у дрібних пісках, які містять карбонатні зерна (уламки раковин), або в тих випадках, коли карбонати цементують нерозчинні зерна піску або слабого пористого піщаника. Для того щоб було

можливим вилуговування зерен цементу, пісок або піщаник має бути пористим або тріщинуватим, що сприяє циркуляції води. Деякі піски, що навіть не містять розчинних складових, розпушуються, що потоком фільтрується через них у результаті виносу дрібних зерен. Цей процес називають механічною суфозією. Механічна суфозія може виникнути тільки за відомих співвідношень механічного складу і структури піску і за значних градієнтів падіння напору в фільтраційному потоці. Такі градієнти в природних умовах бувають рідко, але все ж можуть виникнути, наприклад, у зоні, де водоносний горизонт був підпертий паводком у річці і спад паводкового рівня відбувся дуже швидко. Суфозійні явища в природних умовах нерідко є причиною виникнення зсувів. Суфозія може бути причиною сповзання порід після швидкого спаду паводку, підпираючий водоносний горизонт в основі глинистої товщі, складовою берегових схилів.

На крутих схилах суфозія розвивається в зоні вивітрювання. Винос дрібного матеріалу призводить до опускання (зазвичай без розривів) ґрунтового і дернового шару.

Розмив породи може відбуватися за руху струменя води через породу, тобто через великі пустоти, в яких можливо завіхрування струменів і зрив слабо зв'язаних механічних елементів породи. Частіше і легше всього розмиваються пилюваті за гранулометричним складом породи, наприклад, леси. Такі явища відомі й у глинах. У лесах розвиток суфозії починається низхідним рухом води по вертикальних трубчастих каналцях, що характерні для будови цих порід, і далі по горизонтальним підземним ходам землероїв. Розмивання починається поблизу крутого урвистого берегу річки, яру або укусу каналу, де можуть створюватися великі градієнти фільтрації і великі швидкості підземного потоку.

У більш щільних глинистих породах розмивання починається по тріщинах. Більше схильні до внутрішнього розмивання глини, легко вивітрюються, значно змінюються в обсязі у разі зміни вологості, можливо, багаті монтморилонітом. У відслоненнях глини легко лущаться і обсипаються, а струйчатий рух води по тріщинах вивітрювання і кордонів елювированої зони зриває і забирає частинки там, де при змінному висиханні і зволоженні зв'язок їх з породою порушується. Процес розмивання в товщі глини зазвичай поширюється неглибоко. Під час

інженерно-геологічного вивчення суфозії в глинах і лесях необхідно з'ясувати такі питання:

а) які породи у яких місцях і умовах втрачають свою міцність унаслідок вилужнювання солей, що створюють структурні зв'язки або ослаблення колоїдних структурних зв'язків за періодичного зволоження або висихання;

б) які механічний склад і структура породи;

в) де, завдяки яким джерелам та якими внутрішніми шляхами можливе виникнення струменистого руху води через легко розмоклу породу.

Усі заходи боротьби з розвитком суфозії в лесях мають бути спрямовані на те, щоб припинити надходження і пересування води по внутрішніх порожнинах у лесях, особливо при значних градієнтах. Стосовно глин заходи зводяться до захисту їх від вивітрювання (покриття піском, перемятою глиною, бітумізація тощо).

16.6 Тиксотропні властивості ґрунтів

Більшість глинистих порід можуть розріджуватись або розм'якшуватись під час поштовхів або під впливом інших механічних впливів, після чого з більшою або меншою швидкістю відновлювати свій стан і міцність. Такі зворотні явища називають тиксотропними або *тиксотропією* (зміна під час зіткнення).

Властивістю тиксотропії наділені різні глинисті породи – глинисті тонко- і дрібнозернисті пилюваті піски, супіски, суглинки і глини з підвищеною вологістю і нестійкою консистенцією. Тиксотропія характерна для глинистих порід текучої, текучопластичної і м'якопластичної консистенції, іноді може виявлятися за інтенсивної вібрації навіть у напівтвердих породах.

Тиксотропні зміни в глинистих породах протікають по-різному, залежно від їхньої дисперсності (глинистості), мінерального складу тонкодисперсної (глинистої) частини, фізичного стану – вологості, щільності й консистенції, мінералізації і складу порових вод, а також інтенсивності механічних впливів.

Одні глинисті породи, наприклад, монтморіллони – гідрофільні, легко розріджуються і потім швидко відновлюють повною мірою свою міцність, інші, наприклад, каолініти – малогідрофільні, важко

розріджуються і розм'якшуються і повільно відновлюють свій стан і міцність. У багатьох гірських порід після порушення міцність відновлюється тільки частково. Деякі породи взагалі не розріджуються, а тільки розм'якшуються, але їхня міцність знижується і відновлюється лише частково після припинення механічного впливу. Отже, схильність різних глинистих порід до тиксотропних змін неоднакова, що пов'язано з різним їхнім станом і особливостями структурних зв'язків.

Тиксотропні зміни є результатом руйнування структурних зв'язків, зменшення їхньої міцності й розслаблення породи (релаксація сил зчеплення), а потім відновлення структурних зв'язків і зміцнення породи. Такі зворотні явища характерні для порід, що мають переважно молекулярні, водневі й магнітні структурні зв'язки, тобто зв'язками, обумовленими безпосередньою взаємодією частинок і агрегатів між собою. Такі зв'язки відрізняються малою міцністю, мобільністю і оборотністю, значний пластифікуючий вплив на них має затиснена між частинками породи вільна і фізично зв'язана вода. Отже, такі зв'язки називають коагуляційно-тиксотропними.

Зв'язність глинистої породи зумовлена не тільки коагуляційно-тиксотропними силами, але й компенсійно-кристалізаційними (цементувальною дією різних речовин), тиксотропні зміни в ній протікають ускладнено і частково. Розм'якшення і розрідження породи можливо в цьому випадку після руйнування цементаційних необоротних зв'язків, а відновлення стану і міцності відбувається завдяки коагуляційно-тиксотропним зв'язкам. Потенційну здатність до тиксотропного знеміцнення під дією зовнішнього навантаження мають тільки чутливі породи, тобто такі, у яких можливо лавиноподібне руйнування структурних зв'язків. Показником цієї здатності є величина чутливості порід. Чим вона більша, тим вище ступінь потенційної здатності порід до тиксотропного знеміцнення. Мірою потенційної здатності порід до тиксотропного знеміцнення є їхня «хиткість», тобто здатність розріджуватися і розтікатися під впливом вібрації. Чим більше буде деформуватися, розтікатися порода за такого динамічного впливу, тим більше вона здатна до тиксотропних змін. Важливим показником здатності порід до тиксотропії є також час відновлення їхнього фізичного стану та міцності після механічного впливу. Чим швидше порода відновлює свою

міцність і фізичний стан, тим більшу потенційну здатність до тиксотропних змін вона має.

Під час інженерно-геологічного вивчення глинистих порід облік і оцінка їхніх тиксотропних властивостей мають велике значення. Тиксотропія може різко змінити стійкість і міцність глинистих порід у разі впливу на них статичних і динамічних навантажень, викликати порушення стійкості споруд, значні осади їх, розвиток зсувних явищ, збільшення тиску порід на огорожі, погіршення стану проїжджої частини доріг. Розслаблення і розчинення порід часто створюють значні труднощі під час виконання будівельних робіт, однак тиксотропне зміцнення порід, відновлення їхньої стійкості і міцності з часом має також і позитивне значення, оскільки при цьому поліпшуються умови стійкості схилів, укосів, а також умови будівництва та експлуатації споруд. Отже, за інженерно-геологічних досліджень необхідно враховувати і оцінювати можливості розвитку тиксотропних явищ.

16.7 Розчинність порід

Підземні води мають велику розчинювальну здатність. Теоретично майже всі гірські породи розчинюються у підземних водах, але ступінь і швидкість розчинення різні. Одні породи розчинюються швидко (наприклад, кам'яна сіль), інші повільно (вапняки), треті (граніти) розчинюються настільки повільно, що практично можуть вважатися нерозчинними. Процес розчинення залежить від характеру породи, властивостей води, її хімічного складу, загальної мінералізації, температури, швидкості руху, розчинених у воді газів, барометричного тиску тощо.

Здатність води розчиняти мінерали або гірські породи, а також різні штучні будівельні матеріали (цемент, бетон та ін) називається *агресивною здатністю*. Вода має агресивну здатність по відношенню до певної породи тільки в тому випадку, якщо вона не насичена сіллю, що міститься в породі. Так, вода, насичена карбонатом кальцію, не буде розчиняти за певної температури та тиску вапняк, вода, насичена сульфатом кальцію, не розчиняє гіпс.

За великих швидкостей і турбулентності руху води по породах розчинювальна здатність, за інших рівних умов, збільшується.

Підвищення температури сприяє збільшенню розчинювальної здатності води. Якщо вода містить гази (наприклад, CO_2), які у разі збільшення температури випаровуються, розчинювальна здатність води у разі збільшення температури може зменшуватися. Наприклад, розчинність магнезиту у воді, насиченій CO_2 , за нормального тиску змінюється від 8,1 г/л за температури води $70^\circ C$ до 2,4 г/л за температури $90^\circ C$, а за $100^\circ C$ вона становить лише соті і тисячні частки грама на літр води. Розрізняють повне розчинення всієї гірської породи і часткове розчинення, зване *вилужнюванням* (розчиняються окремі мінерали порід). Необхідно розрізняти також пряме і дифузне вилужнювання (розчинення).

Пряме вилужнювання, або розчинення відбувається у разі безпосереднього зіткнення рухомої підземної води з розчинною породою (мінералів). Дифузне вилужнювання або розчинення йде без прямого контактування вільної води з розчинною породою. Цей процес виникає у результаті падіння концентрації солей у паровому розчині, що знаходиться в мікропорах, під впливом руху по тріщинах і мікропорах вільної води, тобто відбувається рух іонів за схемою: порода – поровий розчин – вільна вода. Пряме і дифузійне розчинення і вилужнювання супроводжується зміною інженерно-геологічних властивостей порід: збільшується об'єм каверн, зменшується міцність, збільшується водопроникність, у глинистих породах збільшується їхня стисливість, зменшується зчеплення і т. п. Можливість такої зміни властивостей порід впливає на умови будівництва споруд у районах поширення розчинних порід. Вимірювання процесів розщеплення і розчинення проводиться в лабораторних умовах шляхом проведення моделювальних дослідів.

ГЛАВА 17 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ В ОСОБЛИВИХ УМОВАХ

До територій з особливими умовами будівництва зараховують ділянки, де при зведенні будівель і споруд необхідно враховувати сейсмічні впливи, можливість підтоплення, зсувні процеси і т. п. Проектування будівельних об'єктів в цих умовах вимагає спеціальних додаткових розрахунків та проведення відповідних заходів.

17.1 Особливості проектування фундаментів у районах сейсмічності

Сейсмічні явища у вигляді землетрусів викликають коливальні рухи земної кори. Разом із тим, на поверхні землі спостерігаються як горизонтальні, так і вертикальні коливання. Вертикальні коливання більш небезпечні в зоні епіцентру, по мірі віддалення вони затихають і менш небезпечні, ніж горизонтальні коливання. Ілюстрацією цього процесу може бути схема розповсюдження коливань під час землетрусу (рис. 17.1).

Для оцінки потужності сейсмічного впливу і розроблення заходів щодо зниження або усунення земних коливань існують карти та шкала бальності. Сила землетрусів оцінюється за 12-бальною шкалою. Будівництво будівель і споруд дозволяється проводити в районах, де коливання не перевищують 9 балів. До цього варто додати, що сейсмічні впливи залежать від району будівництва і ґрунтових основ (табл. 17.1).

До *I категорії* за сейсмічними властивостями зараховують скельні ґрунти усіх видів і мерзлі ґрунти.

До *II категорії* належать скельні та напівскельні ґрунти (крім зарахованих до першої категорії), піски гравелісті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, маловологі й вологі, піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності, маловологі, глинисті ґрунти з показником консистенції $I_L \leq 0,5$ за коефіцієнту пористості $e < 0,9$, для глин, суглинків і супісків – із коефіцієнтом пористості $e < 0,7$.

До *III категорії* належать піски пухкі, незалежно від крупності й вологості, піски гравелісті, крупні та середньої крупності, дрібні і пилюваті, що не увійшли в другу категорію, глинисті ґрунти, мерзлі нескельні ґрунти, які в процесі будівництва здатні відтаювати.

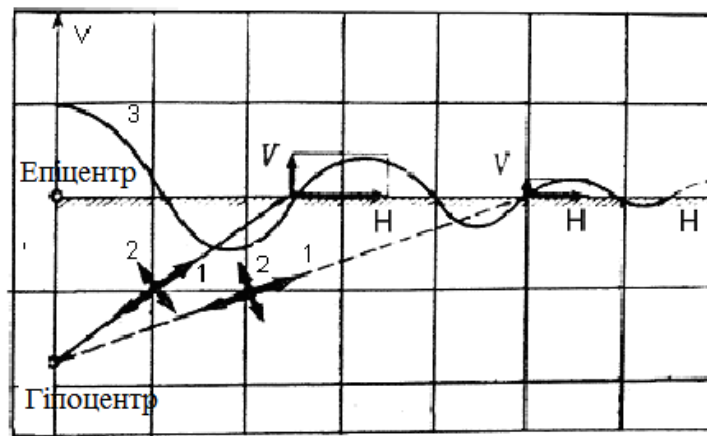


Рисунок 17.1 – Схема розповсюдження коливань під час землетрусу:

I – напрямок коливань поздовжніх хвиль; 2 – те саме поперечних;
 V – складова вертикальних коливань; H – те саме горизонтальних

Таблиця 17.1 – Розрахункова сейсмічність території залежно від ґрунтових умов

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Районування будівельного майданчика за сейсмічності, бал		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	>9

Сейсмостійкістю називають здатність споруди не руйнуватися, не втрачати стійкість конструктивних елементів і не перекидатися у разі впливання на неї крім статичних навантажень інерційних (сейсмічних) впливів, що виникають під час землетрусу.

Несуча здатність ґрунтової основи відповідає граничному навантаженню у разі втрати стійкості ґрунту під час сейсмічних коливань. Разом із тим враховують не тільки напруги в ґрунті від власної ваги і зовнішніх навантажень від споруди, але і напруги від сейсмічних хвиль, обумовлених дією об'ємних сил інерції ґрунту, тому перевірка на зрушення по підшві фундаменту є обов'язковою. У цьому випадку враховується тертя підшви фундаменту по ґрунту, а коефіцієнт надійності, що дорівнює – 1,5, становить відношення утримувальних і

зсувних сил ($k = \frac{T_{y\partial}}{T_{cd\partial}}$). Крім того, враховують податливість ґрунтової основи на дію динамічних впливів і передачу їх на споруду. Зі свого боку, залежно від жорсткості підземної і надземної частин будівлі буде виявлятися вплив зовнішніх коливань на споруду.

Глибину підосви фундаменту неглибокого закладання приймають у ґрунтах I і II категорії в умовах сейсмічності такою, як і у несейсмічних районах.

Пальові фундаменти в умовах сейсміки застосовують, як і в аналогічних ґрунтах за тих саме навантажень, що і у несейсмічних районах.

Під час проектування фундаментів нижні кінці паль необхідно спирати на скельні, напівскельні, щільні та середньої щільності піщані ґрунти, тверді, напівтверді і тугопластичні глинисті ґрунти. Спирання нижніх кінців паль на пухкі водонасичені піски, м'якопластичні і текучепластичні глинисті ґрунти не допускається. Заглиблення паль у ґрунт основи має бути не менше 4,0 м.

Застосування набивних паль у сейсмічних районах обмежена, по тій причині, що важко забезпечити ретельний контроль за їх виготовленням.

Пальові фундаменти розраховують на особливу комбінацію навантажень. Так, при визначенні несучої здатності палі на вертикальне навантаження повинні враховуватися процеси, що виникають під час взаємодії палі і ґрунту в сейсмічних умовах, у результаті яких знижується тертя ґрунту по бічній поверхні палі і під її нижнім кінцем. Зважаючи на це, несуча здатність пальового фундаменту під час обліку сейсмічного впливу менше, ніж за статичних навантажень. Крім того, необхідно доповнювати розрахунок палі на горизонтальну складову сейсмічного навантаження.

Під час проектування і влаштування фундаментів в умовах сейсмічності дотримуються таких правил:

1. Дотримання заходів, що підвищують жорсткість фундаментів.
2. Для будівель підвищеної поверховості (більше 5 поверхів) застосування стрічкових, перехресних і суцільних плитних фундаментів.
3. Посилення стиків перехресних фундаментів арматурними сітками.

4. Фундаменти колон каркасних будівель, що окремо стоять мають з'єднуватися з сусідніми залізобетонними фундаментними балками.

5. У будинках заввишки більше 9-ти поверхів варто передбачати фундаменти, виконані в монолітному варіанті.

6. Фундаменти і стіни підвалів із великих блоків повинні виконуватися з перев'язкою в кожному ряду. Глибина перев'язки блоків складає не менше однієї третини їх висоти. Усі вертикальні й горизонтальні шви мають бути заповнені розчином марки не нижче 25.

7. У будівлях із розрахунковою сейсмічністю 9 балів кути і перетинання стін мають бути посилені шляхом закладення у горизонтальні шви арматурних сіток.

8. Зверху збірних стрічкових фундаментів і фундаментних плит варто укласти шар розчину марки 100 товщиною не менше 40 мм з поздовжньою арматурою Ø10 мм. Через 400 мм поздовжня арматура має бути пов'язана з поперечною Ø6 мм.

Фрагменти конструювання фундаментів, що застосовуються в умовах сейсміки, показані на рисунку 17.2.

Фундаменти неглибокого закладання. Розрахунок несучої здатності фундаменту неглибокого закладання здійснюється виходячи з умови:

$$N_a \leq \frac{\gamma_{c,eq}}{\gamma_n} N_{u,eq}, \quad (17.1)$$

де N_a – вертикальна складова розрахункового позацентрового навантаження в особливому сполученні; $\gamma_{c,eq}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймається таким, що дорівнює 1,0; 0,8; 0,6 для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями, крім того, для споруд, що зводяться в районах із повторюваністю землетрусів 1, 2 і 3, значення $\gamma_{c,eq}$ варто множити на 0,85; 1,0; 1,15; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, що приймається відповідно до нормативних документів, дорівнює 1,2; 1,15 і 1,10 для споруд I, II і III категорій; $N_{u,eq}$ – вертикальна складова сили граничного опору основи у разі сейсмічного впливу.

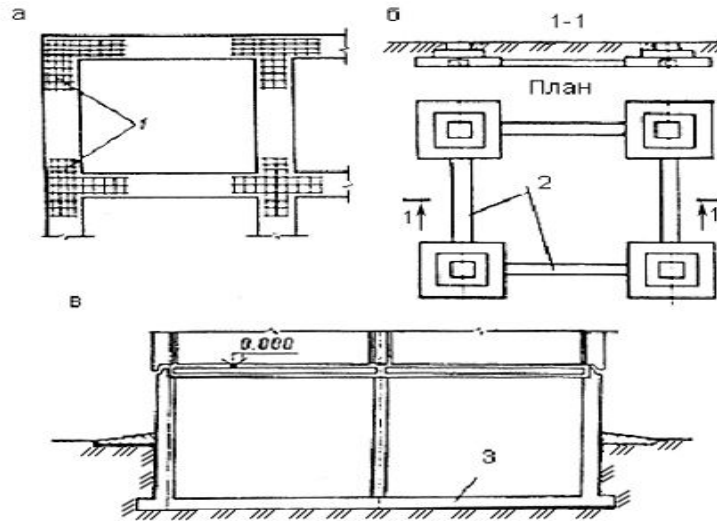


Рисунок 17.2 – Конструкції фундаментів у разі сейсмічних впливів: *а* – план стрічкового фундаменту; *б* – план і розріз стовпчастих фундаментів; *в* – підвальна частина будівлі з плитним фундаментом; *1* – арматурні сітки; *2* – фундаментна балка; *3* – плита з монолітного залізобетону

Для стрічкових фундаментів навантаження і граничний опір основи, зазвичай розраховують для одиниці довжини ($l = 1$). Величину N знаходять відповідно до вимог нормативних документів.

Вертикальну складову сили граничного опору основи $N_{u,eq}$ визначають зважаючи на такі передумови. Вважають, що під час розрахунків несучої здатності нескельних основ, що зазнають сейсмічних коливань, мінімальна і максимальна ординати епюри граничного тиску під краями підшви фундаменту дорівнюватимуть:

$$\begin{aligned} p_o &= \xi_q F_1 \gamma'_l d + \xi_c (F_1 - 1) \frac{c_l}{\operatorname{tg} \varphi_l}; \\ p_b &= p_o + \xi_\gamma \gamma_l b (F_2 - K_{eq} F_3), \end{aligned} \quad (17.2)$$

де ξ_q , ξ_c , ξ_γ – коефіцієнти форми фундаменту у плані, що визначаються як:

$$\xi_q = 1 + 1,5 \frac{b}{l}; \quad \xi_c = 1 + 0,3 \frac{b}{l}; \quad \xi_\gamma = 1 - 0,25 \frac{b}{l}, \quad (17.3)$$

де l – довжина фундаменту у напрямку, перпендикулярному розрахунковому); F_1, F_2, F_3 – коефіцієнти несучої здатності, що залежать від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ , що визначаються за графіками на рисунку 17.3; γ'_1 та γ_1 – розрахункові значення питомої ваги шарів ґрунту відповідно вище і нижче підшви фундаменту; d – мінімальна глибина закладання фундаменту; c_1 – розрахункове значення питомої зчеплення; K_{eq} – коефіцієнт, що приймається таким, що дорівнює 0,1; 0,2; 0,4 при сейсмічності майданчика будівництва 7, 8 і 9 балів відповідно. Якщо у формулі (17.2) $F_2 < K_{eq}F_3$, то треба приймати $p_b = p_o$.

Формула (17.3) застосовується за умови $l \geq b/l \geq 0,2$. Якщо $b/l < 0,2$, то фундамент потрібно розраховувати як стрічковий, тоді $\xi_q = \xi_c = \xi_\gamma = 1$. За $b/l > 1$ використовують такі значення коефіцієнтів: $\xi_q = 2,5$; $\xi_c = 1,3$; $\xi_\gamma = 0,75$, але водночас необхідно провести додаткову перевірку стійкості у поперечному напрямку.

Вертикальну складову сили граничного опору основи $N_{u,eq}$ визначають залежно від співвідношення величин ексцентриситетів розрахункового навантаження e і епюри граничного тиску e_u (рис. 17.4):

– за

$$e \leq e_u \quad N_{u,eq} = 0,5bl(p_o + p_b); \quad (17.4)$$

– за

$$e > e_u \quad F_{u,eq} = \frac{b p_b}{1 + 6 e/b}, \quad (17.5)$$

де $F_{u,eq}$ – сила граничного опору основи.

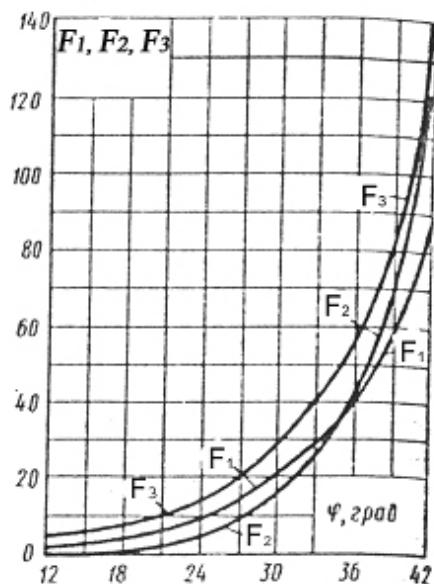


Рисунок 17.3 – Графіки для визначення коефіцієнтів несучої здатності основи за сейсмічного впливу

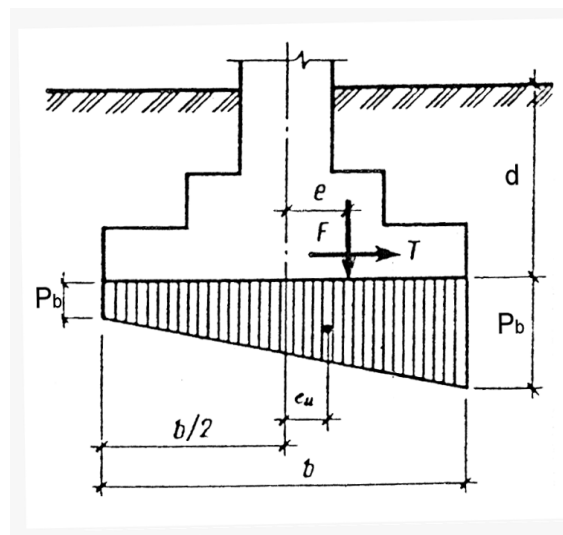


Рисунок 17.4 – Епюра граничного тиску під підшоною фундамента за сейсмічного впливу

Значення відповідних ексцентриситетів, зі свого боку, розраховують за формулами:

$$e = M / N_a , \quad (17.6)$$

$$e_u = \frac{b(p_b - p_o)}{6(p_b + p_o)}, \quad (17.7)$$

де N_a та M – вертикальна складова розрахункового навантаження і момент, на рівні підшви фундаменту, при особливому сполученні навантажень. Величини e та e_u розглядають з однаковим знаком, оскільки спостерігається найбільш не вигідне для несучої здатності основи поєднання діючих навантажень.

У разі дії моментних навантажень у двох напрямках розрахунок основи щодо несучої здатності потрібно виконувати окремо на дію сил і моментів в кожному напрямку незалежно один від одного.

Під час розрахунків основ і фундаментів з урахуванням сейсмічних впливів допускається частковий відрив підшви фундаменту від ґрунту, тобто вихід рівнодійної за межі ядра перерізу ($e > b/6$). Водночас у площині дії моменту потрібно виконати такі умови: ексцентриситет розрахункового навантаження не повинен перевищувати $\frac{1}{3}$ ширини фундаменту, тобто $e \leq b/3$; сили граничного опору основи $F_{u,eq}$ потрібно обчислювати для умовної ширини підшви фундаменту, що дорівнює розміру стиснутої зони $b_c = 1,5(b - 2e)$. Тоді максимальне крайове напруження під підшвою фундаменту, беручи до уваги неповне обпирання на ґрунт, має відповідати умові:

$$\sigma_{max} = \frac{2N_a}{3l(b/2 - e)} \leq p_b, \quad (17.8)$$

де $b/6 < e < b/3$; p_b визначено за формулою (17.2), але для фундаменту, який має умовну ширину b_c . Інші позначення показані в (17.4), (17.5). За цих умов формула (17.4) приймає вигляд:

$$N_{u,eq} = 0,5 P_b l b. \quad (17.9)$$

Горизонтальну складову навантаження враховують лише під час перевірки стійкості будівлі на перекидання і зрушення по підшві фундаменту, що майже завжди задовольняється. Перевірка на зрушення по підшві є обов'язковою за наявності діючих горизонтальних навантажень в основному сполученні (підпірні стінки, глибокі підвали тощо). У цьому випадку враховують тільки тертя підшви фундаменту по ґрунту, а коефіцієнт надійності (γ_n) у формулі (17.1) приймають $-1,5$.

17.2 Особливості зведення фундаментів у районах підтоплення

Підвищення рівня підземних вод призводить до підтоплення заглиблених приміщень і комунікацій, зниження несучої здатності ґрунтів основи внаслідок зміни їх міцностних властивостей і, як правило, до виникнення деформацій в будівлях і спорудах, зміні умов експлуатації об'єктів і технологічного устаткування.

Причинами підтоплення, крім того, можуть бути витікання рідини з пошкоджених водопровідних і каналізаційних мереж, неорганізований відвід поверхневих вод, відсутність зливової каналізації і т. п.

Характер підтоплення забудовуваної території впливає на прийняття конструктивних рішень під час проектування заглиблених приміщень та фундаментів і розробку заходів щодо їхнього захисту.

Заходи проти підтоплення поділяють на запобіжні та захисні. Запобіжні заходи передбачаються на стадії проектування і ґрунтуються на результатах прогнозу: це розташування території поблизу водоймищ і річок, організація стоку поверхневих вод і активізація підземного стоку шляхом влаштування дренавальних споруд, екранів і протифільтраційних завіс, попередження витоків із підземних комунікацій. Захисні заходи повинні передбачати стихійні та аварійні ситуації (осінньо-весняні паводки річок, рясні атмосферні опади, аварії на великих водовідвідних комунікаціях).

Інженерні рішення для захисту територій від підтоплення і заболочення передбачають залежно від місцевих умов: організацію регулярного відведення стоків з поверхні в результаті танення снігу або випадання атмосферних опадів, усунення витоків із водонесучих комунікацій, улаштування водопонижувальних систем тощо.

Із метою захисту від підтоплення будівельних об'єктів споруджують перемичку з ґрунту. У поперечному перерізі перемичка може мати вид, показаний на рисунку 17.5.

Для збільшення водопроникності ґрунтової перемички іноді її влаштовують з ядром із глини. Якщо верхній водонепроникний шар ґрунту невеликої товщини (1,0-2,0 м), то його прорізають замком до водоупору.

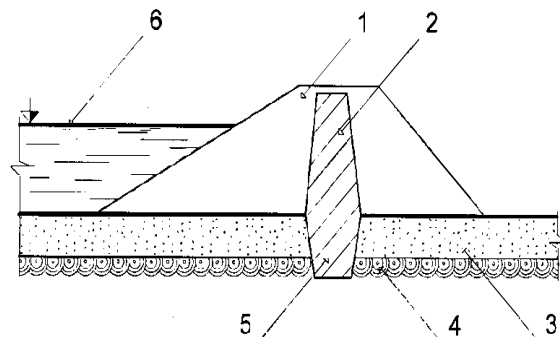


Рисунок 17.5 – Схема ґрунтової перемички з ядром: 1 – перемичка; 2 – ядро; 3 – водопроникний шар ґрунту; 4 – водоупор; 5 – замок; 6 – горизонт води

Земляні перемички розраховують на стійкість проти зсуву і на фільтрацію води.

Утримувальне зусилля на зсув визначають за формулою:

$$G = \frac{B + b}{2} h \rho_{\text{гз}}, \quad (17.10)$$

де B – ширина перемички по низу, м; b – ширина перемички по верху, м; h – висота перемички, м; $\rho_{\text{гз}}$ – щільність ґрунту з огляду на зважування, т/м³ (рис. 17.6).

Зрушувальні зусилля виникають у результаті статичного і динамічного тиску води.

Статичний тиск W_c визначають за формулою:

$$W_c = \frac{h_{\text{в}}}{2}, \quad (17.11)$$

де $h_{\text{в}}$ – товщина шару води з боку річки або водоймища, м.

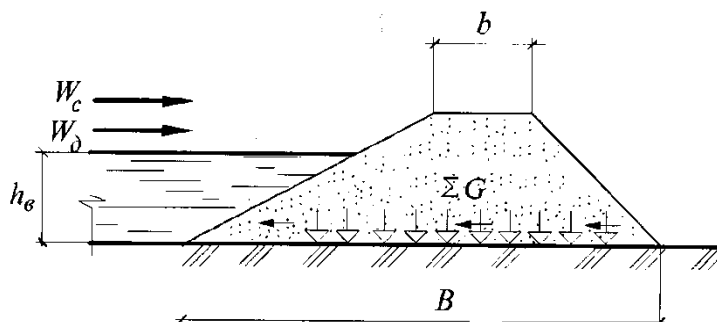


Рисунок 17.6 – Схема розрахунку стійкості перемички проти зсуву:
 W_c – статичний тиск; W_d – динамічний тиск; G – власна вага перемички;
 f – сила тертя

Динамічний тиск W_d визначають за формулою:

$$W_d = \frac{v^2}{g} h_{\text{в}}, \quad (17.12)$$

де v – швидкість течії води, м/с; g – прискорення течії води, м/с².

Для перевірки стійкості перемички під час зсуву по ґрунту використовується залежність:

$$K_{cdv} = \frac{Gf}{W_c + W_d} \geq 1,5, \quad (17.13)$$

де f – коефіцієнт тертя ґрунту по ґрунту (0,3 – 0,5).

Кількість води, що фільтрується через тіло перемички, визначають за формулою:

$$q = \frac{k_{\phi} h_{\phi}^2}{2L_k}, \quad (17.14)$$

де L_k – довжина проекції на горизонталь кривої депресії, м.

Визначивши величину q , знаходять загальну кількість води, що фільтрується через тіло перемички. Якщо перемичка виконує функції захисту котловану, то за величиною q підбирають продуктивність насосів для відкачування з котловану води, що надходить.

За часто повторюваних розливах річок для збереження від розмиву берега влаштовують постійні і тимчасові огорожувальні конструкції – стінки з буронабивних паль, забивних залізобетонних паль, залізобетонного і металевих шпунту, різного профілю подібно огорожувальних конструкцій під час будівництва (рис. 17.7).

Для запобігання конструкцій перемичок від розмиву поєднують шпунтову стінку та ґрунтовий насип, які можуть бути одно- і дворядною шпунтовою стінкою (рис. 17.8).

Дерев'яні та шпунтові дамби застосовують у гідротехнічному будівництві переважно з хорошим підстильним шаром для анкерування шпунта (глина, напівскельні й скельні основи).

Як огорожувальні конструкції можна використовувати залізобетонний і металевий шпунт без ґрунтового насипу, але з надійною ізоляцією і засипанням ґрунту за шпунтом.

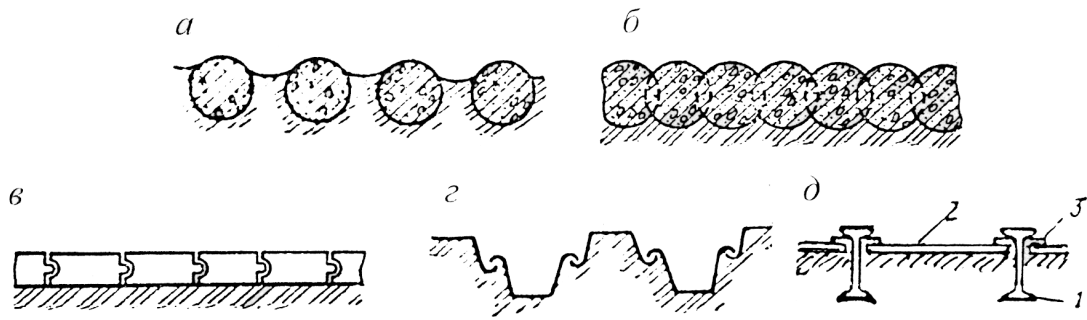


Рисунок 17.7 – Огороджувальні конструкції стін (котлованів):

a – буронабивні палі; *б* – залізобетонна стінка з паль;
в – залізобетонний шпунт; *г* – металевий шпунт; *д* – прокатний профіль;
1 – двотавр; *2* – огорожа з дощок; *3* – рейка

Шпунтові перемички застосовують одно- і двоядні. Крім того, використовуються пористі перемички з плоского металевго шпунту циліндричної, сегментної форми і циліндричні з взаємно пересічними діафрагмами.

Тип перемичок варто вибрати на основі техніко-економічного порівняння варіантів. В усіх випадках перевагу віддають перемичкам із максимальним використанням місцевих матеріалів і ґрунтів.

Кам'янонабросані перемички рекомендується застосовувати за наявності каменя поблизу виїмки котловану або каменю в безпосередній близькості від місць зведення перемичок.

Шпунтові та ніздрюваті перемички можуть використовуватися для поздовжніх стінок, де неможлива або не гарантується стійкість ґрунтових перемичок. Шпунтові перемички застосовують також як огороджувальні конструкції котлованів, під час прокладання метро, у мостобудуванні, у міських умовах з щільною забудовою території.

Котловани. Під час розроблення котлованів під споруди основами для них можуть бути суглинки, піски середньої крупності й крупні.

Під час організації робіт із влаштування котловану на забудованій території з високим рівнем підземних вод передбачається низка заходів, пов'язаних зі збереженням природної структури ґрунтів основи, вибором типу огороження з урахуванням геологічних і гідрогеологічних умов, глибини котловану, часу року.

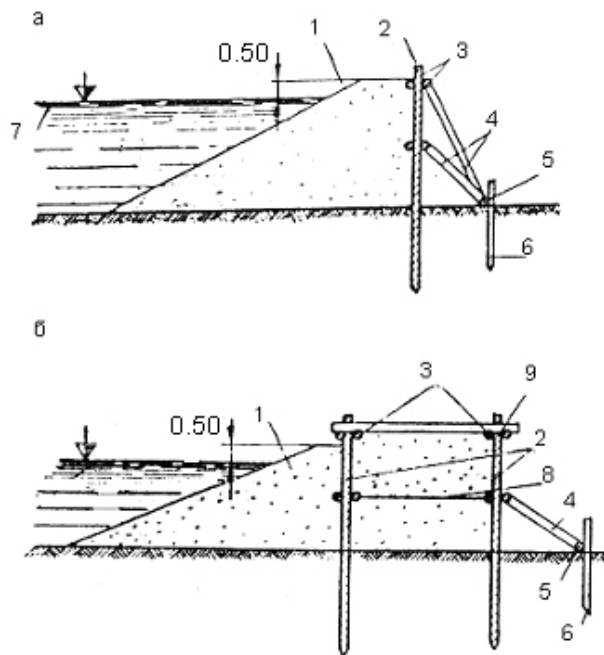


Рисунок 17.8 – Схеми однорядної (а) і дворядної (б) шпунтових перемичок: 1 – відсіпання з піщаного ґрунту; 2 – шпунт; 3 – поздовжні ригелі; 4 – підкоси; 5 – поздовжній лежень; 6 – упорні палі; 7 – горизонт високих вод; 8 – металевий тяж; 9 – поперечні ригелі

Розміри дна котловану визначають залежно від розташування фундаменту з огляду на формування укосу, розташування стоянки механізмів. Розміри котловану по поверхні землі визначають, зважаючи на розміри дна котловану і ширину укосів конструкцій кріплення стінок.

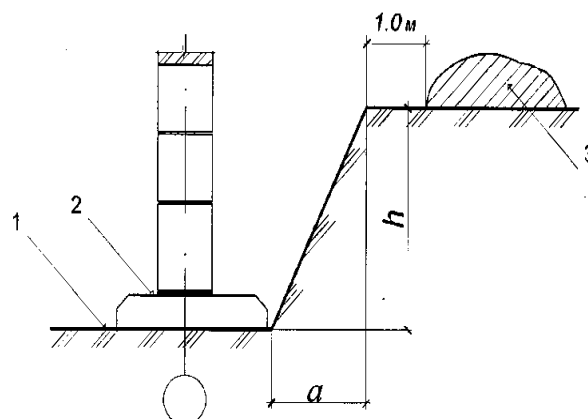


Рисунок 17.9 – Схема визначення кута укосу котловану: 1 – дно котловану; 2 – запроектований фундамент; 3 – вийманий ґрунт

Глибину котловану встановлюють залежно від глибини закладання підшви фундаменту і наявності додаткових вимог до їх зведення.

Котловани в сухих і маловологих ґрунтових умовах влаштовують з кутом природного укосу за таких співвідношень h/b (рис. 17.9) і таблиці 17.2.

Таблиця 17.2 – Рекомендовані кути ґрунтових укосів

№ з/п	Найменування ґрунту	Найбільший кут укосів за глибини котловану, м		
		1,5	3,0	5,0
1	Насипні	1,0 : 0,67	1,0 : 1,0	1,0 : 1,25
2	Гравій, піски вологі	1,0 : 0,5	1,0 : 1,0	1,0 : 1,0
3	(ненасичені)			
4	Глинисті:	1,0 : 0,25	1,0 : 0,67	1,0 : 0,85
5	супісок	1,0 : 0	1,0 : 0,5	1,0 : 0,75
6	суглинок	1,0 : 0	1,0 : 0,25	1,0 : 0,5
7	глина	1,0 : 0	1,0 : 0,5	1,0 : 0,5

Влаштування котлованів із природним укосом на відкритій території найбільш просте, але займає значну площу для виймання ґрунту і вимагає додаткових робіт з його транспортування. Під час виконання робіт на забудованій території і в умовах високого рівня підземних вод практикують котловани з вертикальними укосами та кріпленням бічних стінок (рис. 17.10).

За глибини котловану 2,0 – 4,0 м використовують збірні кріплення (рис. 17.10, *г*), що складаються із стійок, розпірок або анкерів і горизонтальних дощок. Дощки розміщують знизу у міру поглиблення дна котловану або траншей. Стійки встановлюють по довжині виїмки на відстані 1,5 – 2,0 м одна від одної, розпірки – 0,6 – 0,7 м по висоті. Розпірки можуть бути як дерев'яні, так й інвентарні металеві.

При влаштуванні анкерних кріплень (рис. 17.10, *б*, *в*) після розроблення котловану до певної позначки під кутом до горизонту забурюють свердловину діаметром 20,0 – 30,0 см і глибиною 8,0 – 20,0 м, під захистом обсадної труби.

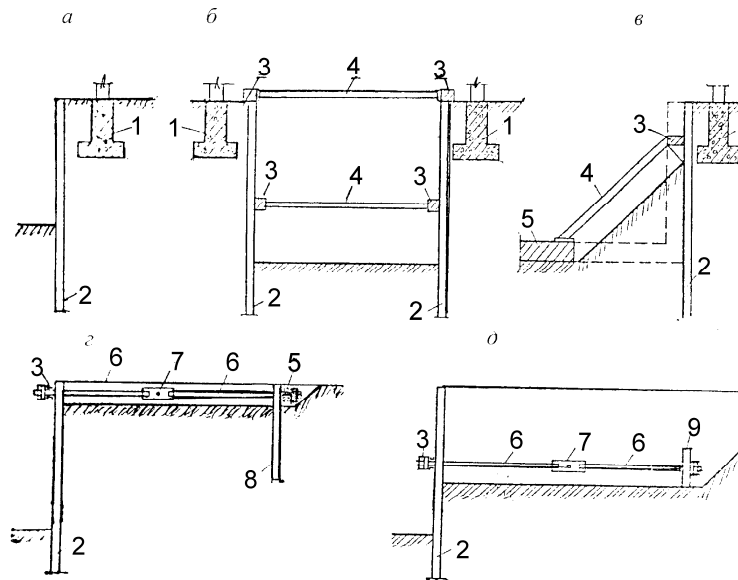


Рисунок 17.10 – Кріплення вертикальних стінок котловану на забудованій території: *а* – консольна (безанкерна) шпунтова стінка;
б – розпірне кріплення; *в* – підкосне кріплення; *г, д* – анкерні кріплення;
1 – існуючі фундаменти; *2* – захисна конструкція стін котловану;
3 – розподільний (анкерний) пояс; *4* – розпірки; *5* – готова ділянка днища споруди; *6* – анкерна тяга; *7* – стяжна муфта; *8* – анкерна стінка;
9 – анкерна плита

Тягар заводять у свердловину, після чого в неї ін'єктують розчин, замоноличують анкер по всій довжині або тільки в нижній його частині. Коли розчин затвердіє, анкер натягують. Ґрунтові анкери розташовують один від одного через 3,0 – 5,0 м, попередньо встановивши розпірки.

Кріплення стінок котловану розпірним або анкерним способами збільшує стійкість шпунтової стінки, зменшує появу згинальних моментів і горизонтальних зміщень, що дозволяє виконати їх знімними і більш легкими.

У більшості випадків паралельно із зведенням підземних конструкцій будівель і споруд виконують заходи із захисту котловану від підтоплення або зниження рівня підземних вод. Залежно від гідрогеологічних умов провадження робіт з осушення ґрунтів здійснюють такими способами: відкритим водовідливанням, дренажем, глибинним водовідливанням. Способи захисту котловану і фундаментів вибирають залежно від рівня підземних вод, особливостей нашарувань і властивостей ґрунтів, глибини,

розмірів і форми котловану в плані і т. п. Під час вибору способу захисту прагнуть виключити порушення природних властивостей ґрунтів в основі споруджуваної будови й одночасно забезпечити стійкість укосів і збереження розташованих поблизу споруд.

Найпростішим і економічним способом водозниження є відкритий водовідливанням, яке може застосовуватися в поєднанні з глибинним. У процесі розробки ґрунтів у котловані чи траншеї їхньому днищу надають невеликий ухил до влаштованого в самій нижній частині водоприймача, з якого воду відкачують насосом і потім відводять по лотках із виїмки. Під час відкачування води з дна котловану потрібно стежити, щоб вона не покривала дно котловану, оскільки це може призвести до погіршення властивостей ґрунтів основи. Для організації збору води в котловані по дну краще влаштовувати водозбірні канали глибиною 0,3 – 0,6 м, з яких збирають поверхневу воду в прямокутні глибиною 0,5 – 0,7 м, з якого її насосом видаляють за межі котловану. Досконалішим є глибинне водовідливання за допомогою голкофільтрів (рис. 17.11). Голкофільтр становить сталеву трубу діаметром 30 – 50 мм, зібрану з окремих ланок. Нижня ланка на кінці голкофільтра має спеціальний фільтрувальний пристрій, через який проводиться відкачування води.

Під час організації водозниження голкофільтри розташовують по периметру котловану, занурюючи їх на глибину 3,0 – 7,0 м нижче глибини закладання підосви фундаменту. У процесі відкачування води навколо голкофільтра утворюється депресійна воронка. За розташування голкофільтрів між собою на відстані 0,75 – 1,5 м лінія депресії розташовується нижче дна котловану, як це показано на рисунку 17.11. Лінія депресії під час роботи голкофільтрів є межею водозниження.

Під час проведення водозниження в глинистих ґрунтах із низькою водовіддачею використовують метод електроосушування, який заснований на властивості пересування води під дією постійного струму (електроосмос). Для цього по периметру котловану уздовж бровки забивають сталеві труби або арматурні стрижні. На відстані 1,5 – 2,0 м від бровки котловану занурюють голкофільтри, розташовуючи їх у шаховому порядку щодо стрижнів (рис. 17.12).

Стрижні підключають до позитивного полюса джерела постійного струму з напругою 30-60 В, а голкофільтри (через колектор) – до негативного. Під впливом струму, що переміщається від аноду до катоду,

що пропускається ґрунтова вода, надходить у голкофільтр і відкачується насосом. Для осушення $1,0 \text{ м}^3$ ґрунту витрачається від 5 до 40 кВт*год електроенергії. При проведенні водозниження цим методом потрібно чітко дотримуватися правил техніки безпеки.

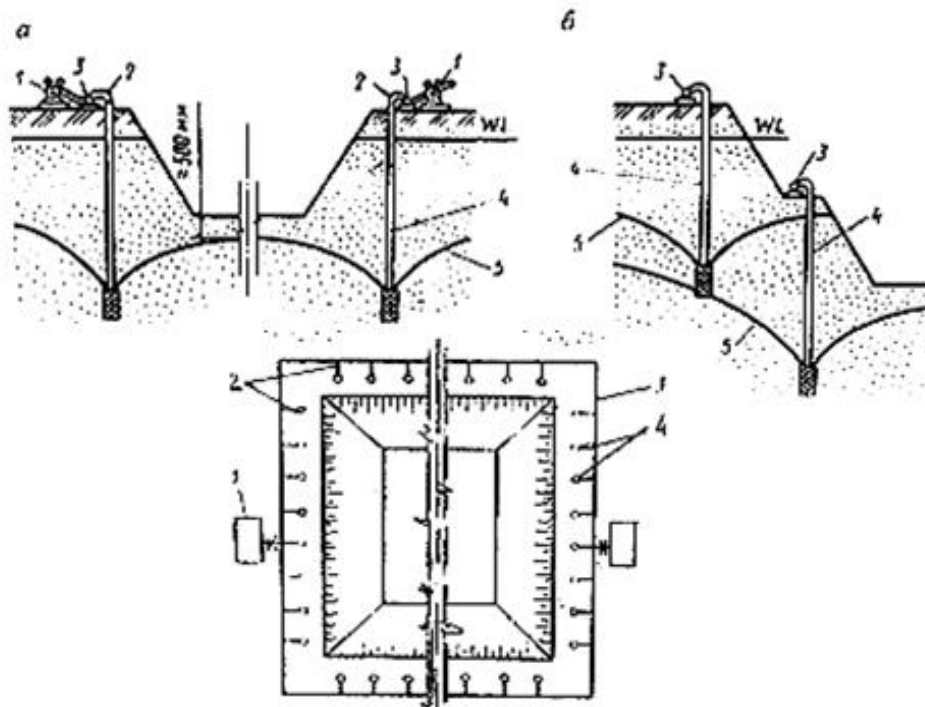


Рисунок 17.11 – Схема глибинного водозниження; *а* – одноярусне розташування голкофільтрів; *б* – те саме багаторядне; 1 – насосна станція; 2 – гнучкі шланги; 3 – колектор; 4 – голкофільтри; 5 – депресійна воронка

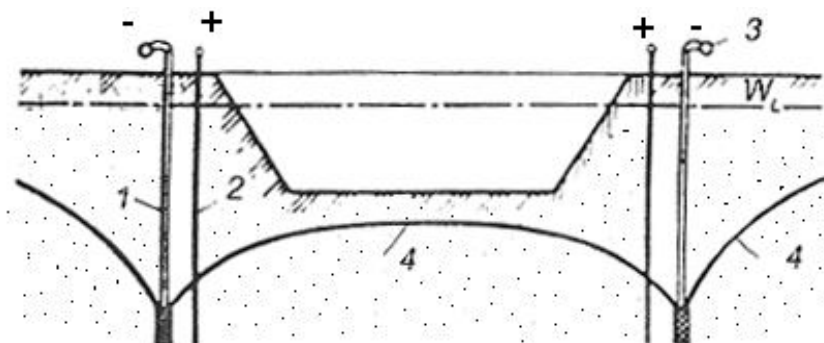


Рисунок 17.12 – Схема водозниження методом електроосушення (електроосмос): 1 – голкофільтр-катод; 2 – стрижень-анод; 3 – колектор; 4 – депресійна крива

У зимових умовах під час виконання робіт використовують простий і доступний метод – заморожування. Для цього до початку холодів ґрунту дають можливість промерзнути на глибину 20,0 – 30,0 см, після чого знімають верхній шар, залишаючи 10,0 – 15,0 см мерзлого ґрунту. У міру промерзання ґрунту цю операцію повторюють до тих пір, поки не досягнуть проектної відмітки дна котловану. Оскільки проектом передбачається влаштування укосів котловану, то в результаті такої послідовності робіт котлован виявляється захищеним з усіх боків.

Метод штучного заморожування (рис. 17.13) застосовують у будь-який час року у водонасичених ґрунтах. Ґрунт заморожують по периметру котловану створюючи, стінки з мерзлого ґрунту.

Для цього попередньо занурюють по периметру труби з кроком 1,0 – 1,5 м, по яких циркулює охолоджуючий розчин (аміаку, рідкого азоту), що знижує температуру навколишнього ґрунту до $-15 - 20^{\circ}\text{C}$. Навколо труб формуються циліндри мерзлого ґрунту. Перетинаючись, мерзлі циліндри утворюють суцільну захисну стінку. Заморожену стінку підтримують протягом усього часу виконання робіт нульового циклу. Як показує досвід, період активного заморожування триває 40 – 70 діб без проведення монтажу стін фундаменту. Цей спосіб не варто застосовувати в набрякливих ґрунтах і в місцях примикання до фундаментів існуючих будівель і споруд.

У скельних і тріщинуватих ґрунтах з великим припливом підземних вод у котлован водозниження здійснюють шляхом попереднього влаштування водонепроникних екранів, нагнітаючи в породу розігрітий до рідкого стану бітум. Для цього занурюють у пробурені свердловини ін'єктори, підключають до насосної станції ємність з підігрівом холодної емульсії бітумного розчину і під тиском закачують його в тріщини по всьому периметру котловану.

Разом із бітумним заповненням тріщин використовують цементний розчин. Такий метод усунення водопроникності називають тампонажним.

Для збереження території від затоплення і підтоплення підземних частин будівель і споруд, захисту від негативного впливу ґрунтової води на будівельні конструкції і зволоження матеріалів застосовують такі заходи:

- вертикальне планування території з нахилом для відведення дощових і талих вод;

- влаштування водовідвідних каналів, відкритої системи водовідливу, закритих лотків зливної каналізації, вимощення навколо будівлі;
- пристрій дренажу для перехоплення, збору і відводу від споруди підземних вод.

Під час організації робіт на зниженій або прилеглій до річок і водойм території враховують можливе підтоплення при весняно-осінній зміні рівня ґрунтових вод. Передбачають організацію штучного зниження рівня підземних вод шляхом їхнього відкачування або відведення з території забудови. Знижують рівень підземних вод влаштуванням водовідведення, дренажу, водознижувальних свердловин, голкофільтрів та електроосмосу.

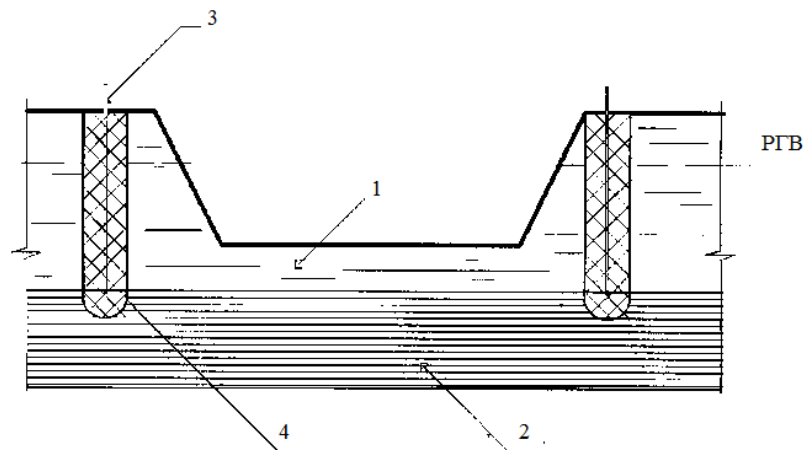


Рисунок 17.13 – Схема захисту котловану від затоплення підземними водами методом штучного заморожування: 1 – водоносний шар; 2 – водотривкий шар; 3 – заморожувальні колонки; 4 – циліндр мерзлого ґрунту

Для водозниження застосовують дренаж горизонтальний і вертикальний.

Горизонтальний дренаж використовують, коли поверхня водоносного шару ґрунту розташовується близько до необхідного рівня пониження ґрунтових вод. Горизонтальний дренаж може бути у вигляді відкритих дренажних каналів, лотків, траншейних дрен, трубчастих дрен і горизонтальних свердловин.

Дренажні канали проектують так само, як водозбірні і водовідвідні канали при відкритому водовідливі.

Дренажні лотки, які виготовляються з бетону або залізобетону, застосовують у розріджених ґрунтах і в обмежених умовах осушуваної

території. У стінках лотка передбачені спеціальні отвори для надходження води.

Траншейні дрени становлять траншеї, повністю або частково заповнені фільтрувальним матеріалом (кам'яним накидом, щебенем, хмизом, жердинами). Застосовують їх лише як тимчасові дренажні пристрої.

Трубчасті дрени (рис. 17.15) становлять дренажні труби, укладені в траншею, заповнену фільтрувальним матеріалом. Глибинне закладання трубчастих дренажів залежить від величини необхідного зниження рівня ґрунтових вод на початкових ділянках трас дренажу. Вона має бути не менше глибини промерзання ґрунту. Залежно від виду ґрунту, траншеї можуть бути з кріпленням або без нього.

Ширину траншеї по дну підбирають залежно від діаметру труб і форми кріплення стінок. Ширину траншеї по дну за відсутності кріплення приймають:

- за зовнішнього діаметру дренажних труб до 0,5 м $b = d + 0,8$ м;
 - за зовнішнього діаметру дренажних труб більше 0,5 м $b = d + 1,2$ м,
- де b – ширина траншеї по дну, м; d – зовнішній діаметр труб, м

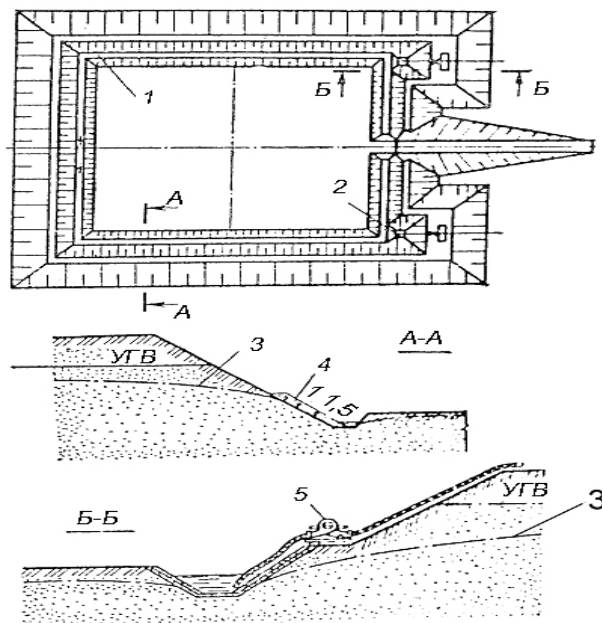


Рисунок 17.14 – Схема відкритого водовідливу: 1 – водозбірна канава; 2 – зумпф; 3 – лінія депресії; 4 – дренажна пригрузка на укосі; 5 – насосна установка

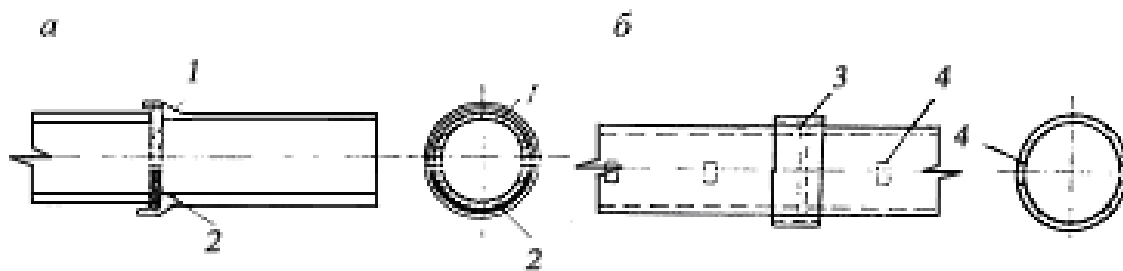


Рисунок 17.15 – Схема дренажних труб: *а* – керамічні;
б – азбоцементні; 1 – відкрита частина стикового зазору;
 2 – просмолена пакля; 3 – азбоцементна муфта;
 4 – щілинні водоприймальні отвори

Для кріплення стінок траншеї використовують лісоматеріал.

Мінімальний діаметр труб, з огляду на зручність очищення, становить 150 – 200 мм. Для трубчастого дренажу застосовують керамічні, азбоцементні, бетонні й залізобетонні труби, діаметр яких визначають гідравлічним розрахунком.

Керамічні труби використовують при глибині закладання до 4,0 – 4,5 м. Грунтові води надходять у труби через стикові зазори шириною 10 – 20 мм, відкриті у верхній частині на дві третини внутрішнього діаметра по висоті. Нижню частину зазорів забивають паклею. Діаметр керамічних труб з розтрубами – 125 – 600 мм, довжина – 0,8 – 1,0 м.

Азбоцементні труби укладають у ґрунт за глибини закладання понад 4,5 м. За наявності агресивних ґрунтових вод передбачають захисні заходи, що забезпечують збереження труб від руйнування. Діаметр дренажних труб приймають 100 – 576 мм за довжини труби 2,5 – 4,0 м. Для прийому води в трубах влаштовують щілинні або круглі отвори. Круглі отвори просвердлюють у шаховому порядку на відстані 10 – 15 см один від одного. Щілинні отвори мають вигляд прорізів, влаштовуються у середній третині труби з обох боків у шаховому порядку на відстані 25 – 50 см.

Бетонні й залізобетонні труби так само, як і азбоцементні застосовують за глибини укладання понад 4,5 м.

Горизонтальний дренаж складається з осушувачів, збирачів і магістральних колекторів. Осушувачі використовуються для зниження рівня ґрунтових вод, збирачі – для збору води, що надходить з осушувачів.

Магістральні колектори беруть воду із збирачів і відводять її за межі осушуваної території.

Навколо дренажних труб влаштовують обсіпання з одного або двох шарів фільтрувального матеріалу. Крупність частинок обсіпання має бути такою, щоб вони не вимивалися і не засмічували отвори в трубі. Обсіпання – це зворотний фільтр.

Для огляду, чищення і ремонту горизонтального дренажу влаштовують збірні залізобетонні оглядові колодязі в усіх точках перелому траси як в плані, так і в профілі.

Якщо вода з магістральних колекторів не може самопливом надходити в водоприймач (річка, водосховище, каналізаційний колектор), влаштовують колодязі-резервуари і перекачувальну насосну станцію.

Вертикальний дренаж застосовують при глибокому рівні залягання ґрунтових вод і, якщо виникає необхідність знизити його за значної потужності водоносного шару. Зниження рівня ґрунтових вод має бути таким, щоб крива депресії проходила на 0,5 м нижче дна котловану в період улаштування фундаментів. До складу вертикального дренажу входять: водопонижувальні свердловини, розташовані по периметру котловану, загальний водовід (колектор), що об'єднує свердловини, центробіжні насоси і відвідні лотки.

Вертикальний дренаж у вигляді трубчастого колодязя-свердловини становить обсадну трубу, забезпечену в нижній частині фільтром. Під фільтром розташовується відстійник з глухих труб, у яких збираються частинки ґрунту, які пройшли через фільтр. Фільтр є найбільш відповідальною частиною свердловини.

Вертикальний дренаж буває таких різновидів: лінійний головний (на магістралі), лінійний береговий (вздовж річок), кільцевий – по контуру території, що захищається, систематичний – звичайний дренаж у межах території, що захищається (рис. 17.16).

Також застосовується променевий дренаж для збору і відводу підземних вод на великій глибині від поверхні. Такий дренаж здійснюють шляхом улаштування заглибленого опускного колодязя 1 внутрішнім діаметром 5,2 м із збірних залізобетонних панелей і надземної споруди – насосної станції 3 для відкачування ґрунтових вод, що надходять у заглиблену частину (приймальне відділення) з шести горизонтальних променевих дренів 2 довжиною по 50 м кожна (рис. 17.17). Променеві

дрени розташовують по глибині колодязя в найбільш активних шарах притоку підземних вод з ухилом 0,003 до водоприймального колодязя.

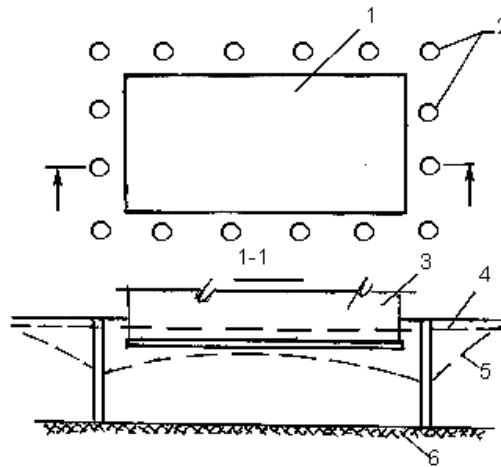


Рисунок 17.16 – Схема кільцевого вертикального дренажу:
 1 – захищувана територія; 2 – свердловини; 3 – контур споруди;
 4 – нерухомий рівень ґрунтових вод; 5 – знижений рівень;
 6 – водоупір.

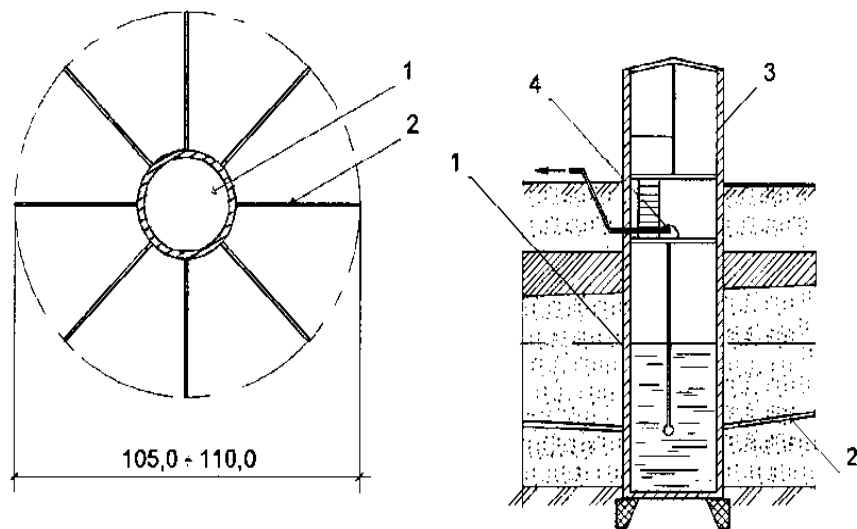


Рисунок 17.17 – Схема променевого дренажу для відведення підземних вод: 1 – опускний колодезь із насосною станцією; 2 – променеві поліхлорвінілові труби з отворами по довжині для збору підземних вод; 3 – насосна станція; 4 – насос для відкачування води з колодязя

Призначенням променевого дренажу є забезпечення постійного положення рівня ґрунтових вод на глибині і обмеження його підйому в забудовану зону місцевості.

Для відведення підземних вод поблизу будівлі влаштовують пристінну дренажну систему, яка становить вертикальний шар водонепроникного матеріалу і дрени з зовнішнього боку фундаменту, заглиблений нижче підшви (рис. 17.18). Вода, що збирається з пристінного дренажу, надходить у колодязь, з якого відкачується насосом або спускається в зливову каналізацію.

Гідроізоляція призначена для забезпечення водонепроникнення споруди, а також захисту від корозії і руйнування матеріалів фундаментів і підземних конструкцій у разі фізичної або хімічної агресивності підземних вод (антикорозійна гідроізоляція). Застосовують різні види гідроізоляції, вони відрізняються за надійністю, складністю влаштування та вартістю. Так, проста форма захисту будівлі від потрапляння вологи в надземні приміщення – це і влаштування по вирівняній поверхні усіх стін на висоті 15,0 – 20,0 см від верху вимощення або тротуару водонепроникного прошарку з жирного цементно-піщаного розчину товщиною 2,0 – 3,0 см або з 2 – 3 шарів рулонного матеріалу на бітумній мастиці.

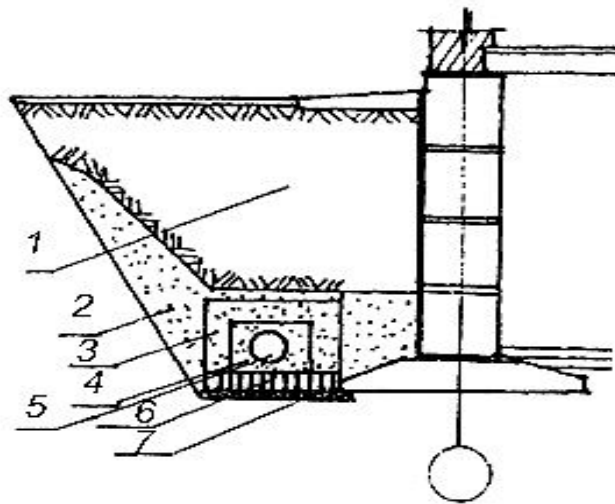


Рисунок 17.18 – Схема пристінного дренажу:

1 – місцевий ґрунт; 2 – пісок середньої крупності; 3 – пісок крупний;
4 – гравій; 5 – дренажна труба; 6 – глинобетон; 7 – щебінь

Гідроізоляція від вологи і ґрунтових вод підвальних і заглиблених приміщень вимагає більш складних рішень і залежить від умов території, рівня ґрунтових вод, їхньої агресивності, особливостей конструкцій і призначення приміщень (див. главу 12).

17.3 Улаштування фундаментів при дії динамічних навантажень

Крім статичних навантажень на ґрунт поза основи можуть передаватися динамічні впливи від працюючих машин і механізмів. За характером динамічного впливу машин і механізмів можна розділити на дві групи – періодичної і неперіодичної дії (див. табл. 17.3).

Фундамент під машини має бути надійним, забезпечувати їхню нормальну роботу, не створювати жодних перешкод і коливань будівель та інших сусідніх споруд. У зв'язку з цим до фундаменту під машини висувають такі вимоги:

1. Зручність розміщення, можливість збірки й надійність кріплення на ньому машини.
2. Міцність, стійкість і витривалість усіх його елементів.
3. Виключення неприпустимих осад і деформацій, що порушують нормальну експлуатацію машини.
4. Виключення неприпустимих вібрацій, що заважають роботі машин і обслуговуючого персоналу, а також інших перешкод.
5. Зниження коливань, що передаються на ґрунти основ, якщо вони можуть впливати на нормальну експлуатацію будівлі, у якій розташовується машина, а також сусідніх будівель і споруд.

Фундаменти під машини допускається проектувати окремо під кожен машину (агрегат) або загальними під кілька машин (агрегатів). Крім цього, вони мають бути відділені від суміжних фундаментів будівлі, обладнання, а також підлоги наскрізним швом.

Для зменшення вібрації фундаменту під машину передбачають віброізоляцію.

За конструктивними вимогами фундаменти під машини з динамічними навантаженнями виконують масивними (рис. 17.19), рамними (рис. 17.20), стінчастими (рис. 17.21).

Таблиця 17.3 – Класифікація машин із динамічними навантаженнями

№ з/п	Група машин	Вигляд головного руху	Типовий представник
1	Машини періоди- тичної дії	Рівномірне обертання	Електричні машини (електродвигуни, двигуни, генератори та ін.), турбоагрегати (турбогенератори, турбоповітродувки, турбокомпресори і турбонасоси)
		Рівномірне обертання і пов'язане з ним зворотно- поступальний рух	Машини з кривошипно-шатунним механізмом (компресори, насоси, двигуни внутрішнього згоряння, лісопиліні рами)
		Зворотно-поступальний рух, що завершується періодичними ударами	Ударно-вібраційні формувальні машини, які застосовуються у ливарному виробництві і в промисловості збірного залізобетону, штамп-автомати
2	Машини неперіоди- тичної дії	Нерівномірне обертання або зворотно- поступальний рух	Приводні електродвигуни прокатних станів, генератори розривних потужностей і т. п.
		Зворотно- поступальний рух, що завершується окремими ударами	Молоти (кувальні і штампувальні), копрові пристрої для оброблення металевого скріпа
		Рухи, які викликають переміщення мас оброб- лювального матеріалу, що передає на фундамент випадкові навантаження	Млинові установки

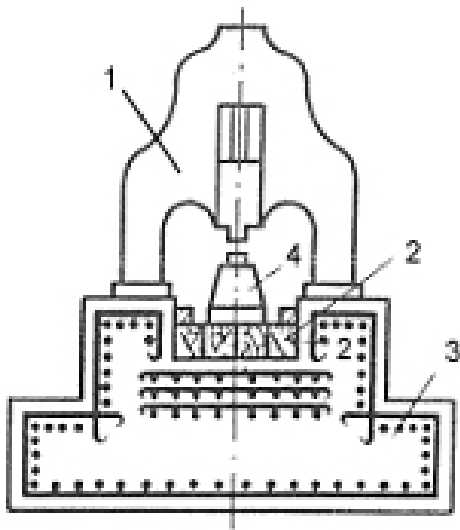


Рисунок 17.19 – Схема масивного фундаменту:
1 – станина; 2 – прокладка;
3 – фундамент; 4 – шабот

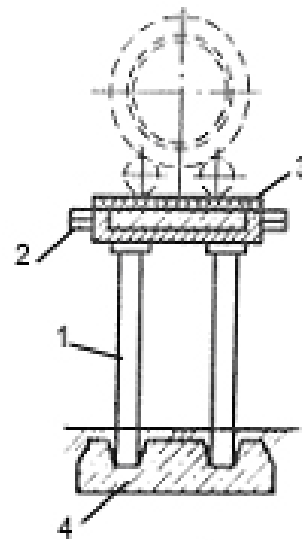


Рисунок 17.20 – Схема рамного фундаменту: 1 – стійки; 2 – ригель;
3 – верхня плита рами;
4 – опорна плита

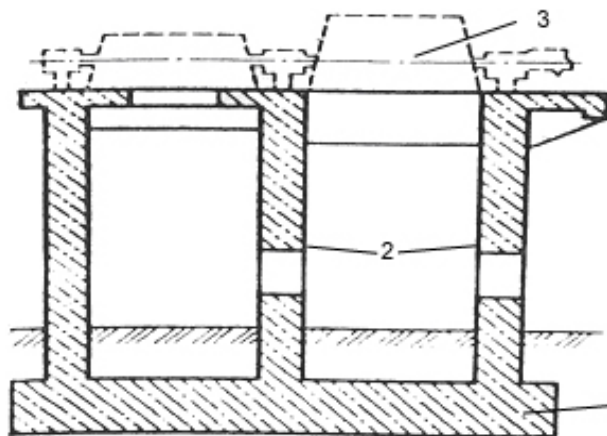


Рисунок 17.21 – Схема стінчастого фундаменту
1 – плитний фундамент; 2 – рама; 3 – механізм.

Глибина закладання підосви фундаменту залежить від його конструкції, технологічних вимог, інженерно-геологічних умов майданчика і розташування сусідніх фундаментів.

У разі наявності у ґрунтовій основі слабких ґрунтів (торфовищ, насичених водою глинистих ґрунтів, мулистих і т. п.) шаром до 1,5 м цей шар потрібно замінити ретельно утрамбованою піщаною подушкою.

Дозволяється зводити фундаменти під машини з динамічними навантаженнями на насипних ґрунтах, які не містять гумусу, органічного сміття і домішок, що викликають великі осадки під час стиснення. Водночас ґрунтову основу з насипних ґрунтів необхідно ретельно ущільнити згідно зі спеціальними будівельними нормами.

Фундаменти під машини проектують бетонними або залізобетонними, монолітними або збірно-монолітними, а за відповідного обґрунтування – збірними. Необхідно використовувати найпростішу їхню форму. Висоту фундаментів необхідно приймати мінімальною, з огляду на умови розміщення в них технологічних виїмок, закладення анкерних болтів, відстань від яких до низу підосви фундаменту має бути не менше 100 – 150 мм.

Проектний клас бетону для монолітних і збірно-монолітних фундаментів має бути не нижче 12,5, а для збірних – В 15.

На підставі конструктивних міркувань фундаменти під машини з динамічними навантаженнями проектують:

- *масивними* – у вигляді блока або плити з відповідними технологічними отворами;
- *стінчастими* – складаються з нижньої фундаментної плити (або ростверку), системи стін і верхньої плити або рами, на якій розташовується обладнання;
- *рамними* – становлять просторову конструкцію, що складається з верхньої плити, стійок і нижньої опорної плити;
- *полегшеними* – зокрема і пальові.

Під час проектування фундаментів під машини на природній основі варто розміщувати на одній вертикалі центр ваги площі підосви та лінію дії рівнодійної статичних навантажень від ваги машини, фундаменту і ґрунту на обрізах і виступах фундаменту, для пальових фундаментів – центр ваги в плані ростверку та лінію дії рівнодійної статичних навантажень від ваги машини і ростверку.

Фундаменти під машини розраховують як на статичне, так і динамічне завантаження за двома групами граничних станів.

По першій групі граничних станів (несучої здатності) перевіряють середній тиск під підосвою фундаменту при дії статичного навантаження. Вплив динамічних навантажень враховують коефіцієнтами умов роботи ґрунтів основи.

Перевірку середнього тиску під подошвою фундаменту проводять за формулою для центрально стиснутого фундаменту:

$$p \leq \gamma_{c0} \gamma_{c1} R, \quad (17.15)$$

де p – середній тиск на основу під подошвою фундаменту від розрахункових статичних навантажень; γ_{c0} – коефіцієнт умов роботи ґрунтів основ, що враховує характер динамічних навантажень і відповідальність машини (за таблицею 17.4); γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи ґрунтів основ, що враховує можливість виникнення тривалих деформацій при дії динамічних навантажень (для дрібних та пилюватих водоненасичених пісків і глинистих ґрунтів текучої консистенції приймається таким, що дорівнює $\gamma_{c1} = 0,7$, для всіх інших видів та станів ґрунтів $\gamma_{c1} = 1$); R – розрахунковий опір ґрунту основи, що визначається за формулою (8.18).

Таблиця 17.4 – Коефіцієнти умов роботи ґрунтів основ, що враховують характер динамічних навантажень і відповідальність машин

№з/п	Машини	γ_{c0}
1	З кривошипно-шатунного механізму, преси, металорізальні верстати, обертові печі, прокатне устаткування	1,0
2	З обертливими частинами, дробарки, млинові установки	0,8
3	Ковальські молоти, формувальні машини, для яких фундаменти виконують у вигляді короба	0,5

Розрахункове навантаження на палю (завислу або стійку) за умови динамічного впливу встановлюють за формулою:

$$F_a = \gamma_p \cdot \gamma_{lp} \cdot F_d, \quad (17.16)$$

де F_d – несуча здатність паль за статичного завантаження; γ_p та γ_{lp} – коефіцієнти умов роботи ґрунту на основу пальового фундаменту, які приймають залежно від типу палі й ґрунту.

Розрахунок фундаментів за другою групою граничних умов здійснюють на дію розрахункових динамічних навантажень, визначення яких зводиться до обліку коефіцієнта надійності γ_f .

Розрахункова схема масивного фундаменту під машину при розрахунку коливань подається у вигляді твердого тіла, що спирається на пружинні демпфери (табл. 17.6).

Таблиця 17.5 – Коефіцієнти умов роботи ґрунту залежно від ґрунтової основи

№ з/п	Ґрунти	Коефіцієнт умов роботи основи	
		на бічній поверхні палі γ_{spf}	під нижнім кінцем палі γ_{spR}
1	Пухкі піски будь-якої крупності і вологості; дрібні і пилюваті водонасичені будь-якої щільності; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,8$	0,6 (0,75)	-
2	Піски пилюваті дрібні і середньої крупності, середньої щільності, будь-якої вологості, пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $0,25 \leq I_L \leq 0,6$	0,75 (0,85)	0,75 (0,85)
3	Інші види ґрунтів	1,0	1,0

Фундамент має шість ступенів свободи, розташованих відносно вісей x , y , z обертання навколо вісей x , y , z (див. табл. 17.6), рівномірне стиснення від дії вертикальної складової (вісь z), рівномірний зсув від дії горизонтальних складових (вісі x , y), нерівномірне стискання від одночасної дії вертикальних і горизонтальних складових, які створюють поворот відносно горизонтальної вісі, нерівномірне зміщення від дії горизонтальних складових, які створюють поворот фундаменту відносно вертикальної вісі. У зв'язку з цим виникає необхідність розрахунку фундаменту на вертикальні, горизонтальні та обертальні коливання щодо дії горизонтального навантаження і моменту у вертикальній площині. Цей принцип використовують для розрахунку амплітуди коливань фундаментів під машини періодичної дії.

Розрахунок фундаментів під машини з імпульсним загруженням вимагає визначення амплітуди вертикальних коливань. У розрахунках використовують параметри, які характеризують особливості основ фундаментів під машини. Це насамперед усі коефіцієнти деформації $C_z, C_\varphi, C_x, C_\psi$. Головним із них є коефіцієнт пружності рівномірного стиску C_z . Його знаходять за формулою:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_0}{A}} \right), \quad (17.17)$$

залежно від площі підшви фундаменту A , м^2 , модуля деформації E , який визначають за результатами штампових випробувань, МПа, коефіцієнту $b_0 = 1,0 - 1,5$ за площі підшви фундаменту $A_0 = 10,0 \text{ м}^2$. Інші коефіцієнти деформації розраховують за значенням C_z .

Крім зазначених параметрів, визначають коефіцієнти жорсткості, які залежать від геометричних розмірів фундаменту, а також характеристик, які враховують втрати енергії, тобто коефіцієнти демпфування. Останні згідно з теорією в'язкого опору ґрунту, габаритів підшви фундаменту приймають із таблиці 17.7.

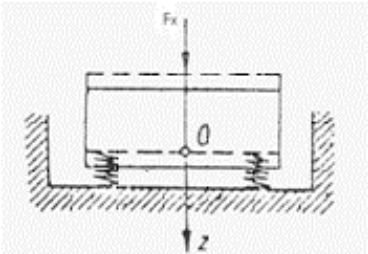
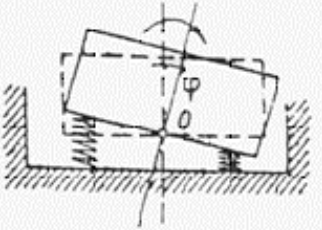
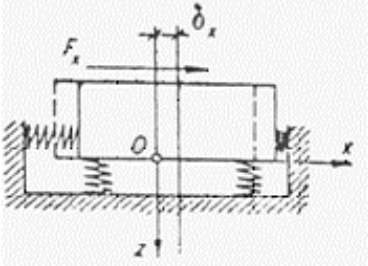
Як свідчить досвід експлуатації машин різних типів, розрахункові амплітуди коливань фундаментів не мають бути більше гранично-допустимих амплітуд коливань фундаменту (табл. 17.7).

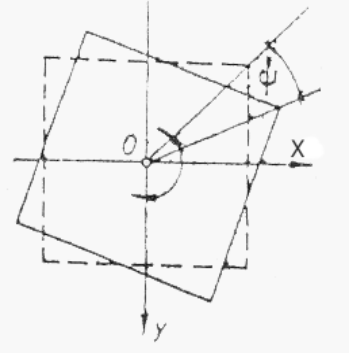
Обов'язковим під час розрахунку фундаментів, що розглядаються нижче під машини в період їхньої роботи є виконання умови:

$$A \leq A_{adm}, \quad (17.18)$$

де A – амплітуда коливань за розрахунком, мм; A_{adm} – гранично допустимі амплітуди коливань, мм, рекомендовані таблицею 17.7.

Таблиця 17.6 – Види деформацій фундаментів під машини та показники цих деформацій

Вид деформації	Розрахункова схема	Коефіцієнти		
		виду деформації	жорсткості природної основи	демпфування
1	2	3	4	5
Рівномірний стиск		$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_0}{A}} \right)$	$K_z = C_z A$	$\xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{P}},$ $\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z^* P}}$
Нерівномірний стиск		$C_\varphi = 2C_z$	$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$	$\xi_\varphi = 0,5 \xi_z$
Рівномірний зсув		$C_x = 0,7 C_z$	$K_x = C_x A$	$\xi_x = 0,6 \xi_z$

1	2	3	4	5
Нерівномірний зсув		$C_{\psi} = C_z$	$K_{\psi} = C_{\psi} I_{\psi}$	$\xi_{\psi} = 0,3 \xi_z$

Таблиця 17.7 – Гранично допустимі амплітуди коливань фундаментів під машини

№ п/п	Машини	Гранично допустимі амплітуди коливань, мм	
1	З обертовими частинами за частоти обертання, об/хв менше 500 від 500 до 750 від 750 до 1000 від 1000 до 1500 більше 1500	горизонтальних	вертикальних
		0,2	0,15
		0,2-0,15	0,15-0,1
		0,15-0,1	0,1-0,06
		0,1-0,05	0,06
		0,05	-
2	З кривошипно-шатунного механізму за частоти обертання, об/хв	для першої гармоніки	для другої гармоніки
	менше 200	0,25	0,15
	від 200 до 400	0,25-0,15	0,15-0,1
	від 400 до 600	0,15-0,1	0,1-0,05
	більше 600	0,1	0,05
3	Дробарки конусні і щоківі Дробарки молоткові	0,3 як для машин з обертовими частинами	
4	Ковальські молоти	1,2 (0,8*)	
5	Преси	0,25	
6	Формувальні машини	0,5 або згідно з ГОСТ у разі розташування на фундаментах робочих місць	
7	Млини	0,1	
*Під час зведення фундаментів на всіх водонасичених пісках, а також на дрібних і пилюватих маловологих і вологих пісках.			

Розглянемо метод визначення амплітуди вертикальних коливань масивного фундаменту під машину з обертовими частинами. Вона складається з двох додатків: A_z – вертикальної частини амплітуди коливань за центрального завантаження та A'_z – вертикальної частини амплітуди коливань повороту фундаменту разі відцентрового завантаження:

$$A = A_z + A'_z. \quad (17.19)$$

$$A_z = \frac{F_v}{K_z \sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_z}\right)^2\right]^2 + 4\xi_z^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_z}\right)^2}}, \quad (17.20)$$

$$A'_z = \frac{F_x e l \beta}{2K_x h_l^2} \sqrt{\frac{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2\right]^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2}{\Omega_1^2 + 4\xi_x^2 \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \Omega_2^2}}, \quad (17.21)$$

де F_v – розрахункова вертикальна складова обертальної сили, кН; e – ексцентриситет її застосування; K_z , K_x , ξ_z , ξ_x – коефіцієнти жорсткості щодо основ та демпфірування, визначають за таблицею 17.6; ω – кругова частота коливань збурювальної сили, хв^{-1} , визначається за формулою:

$$\omega = 0,105n, \quad (17.22)$$

(n – частота обертання машини); λ_z , λ_x – кругові частоти коливань фундаменту, хв^{-1} , щодо власних вертикальних і горизонтальних коливань фундаменту:

$$\lambda_z = \sqrt{\frac{K_z}{m_n}}; \quad \lambda_x = \sqrt{\frac{K_x}{m_n}}, \quad (17.23)$$

m_n – загальна маса всієї установки, т; l – довжина фундаменту, м;

$$\beta = h_l^2 \frac{m_n}{\theta}, \quad (17.24)$$

де h_l – відстань від центру ваги установки до підшви фундаменту; θ – момент інерції маси всієї установки відносно вісі, яка проходить через загальний центр ваги перпендикулярно до площини коливань, м^4 .

Безрозмірні параметри Ω_1 та Ω_2 знаходять за формулами (17.25, 17.26). Вони залежать від колових частот коливань фундаменту, розмірів

фундаменту, а також властивостей ґрунту, на які спирається фундамент:

$$\Omega_I = \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^4 + (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda\varphi}{\lambda_x}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \left[I + \left(\frac{\lambda\varphi}{\lambda_x}\right)^2 + 4\xi_x \cdot \frac{\lambda\varphi}{\lambda_x} \right] \right\}, \quad (17.25)$$

$$\Omega_2 = (1 + \beta) \left\{ \left(\frac{\lambda\varphi}{\lambda_x}\right)^2 + \frac{\lambda\varphi}{\lambda_x} \cdot \frac{\xi\varphi}{\xi_x} - \left(\frac{\omega}{\lambda_x}\right)^2 \left[I + \frac{\lambda\varphi}{\lambda_x} \cdot \frac{\xi\varphi}{\xi_x} \right] \right\}. \quad (17.26)$$

Амплітуду коливань фундаментів машин неперіодичної дії з імпульсним центральним навантаженням встановлюють за формулою:

$$A_z = \frac{(1 + \varepsilon_c) \nu Q_0}{(1 + 1,67\xi_z) \lambda_z Q}, \quad (17.27)$$

де ε_c – коефіцієнт відносної швидкості удару, що залежить від матеріалу, який опрацьовують під час штампування або кування (для сталевих виробів $\varepsilon_c = 0,5$, для кольорових металів $\varepsilon_c = 0$); ν – швидкість падіння частин молота спочатку удару, м/хв; Q_0 та Q – розрахункова вага падаючих частин машини і розрахункова загальна вага фундаменту машини, а також засипки, яка розміщується на виступах фундаменту, кН.

Якщо наявне позацентрове завантаження фундаменту, варто враховувати додаткову амплітуду коливань, тоді загальна амплітуда визначається за формулою:

$$A'_z = \frac{(1 + \varepsilon) \nu Q_0 e l' \beta}{2\theta h_I^2 \lambda_\varphi (1 + \beta) (1 + 1,67\xi_\varphi)}, \quad (17.28)$$

де ε , ν , Q_0 , Q – такі ж величини, що й у формулі (17.27).

Аналіз формул (17.27, 17.28) дає можливість дійти висновку, що для зниження амплітуди вертикальних та інших коливань велике значення мають такі заходи: збільшення ваги установки завдяки збільшенню ваги фундаменту і ґрунту на його уступах, збільшення площі підшви фундаменту, збільшення модуля деформації ґрунту різними засобами.

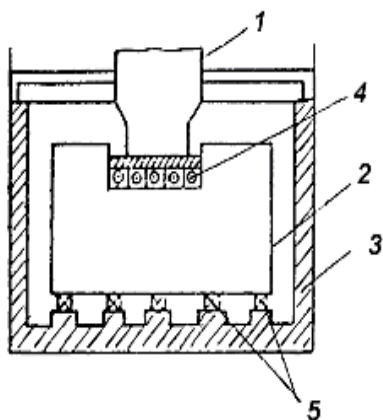


Рисунок 17.22 – Схема віброізоляції фундаменту під штампувальним молотом: 1 – нижня частина молота; 2 – фундаментний блок; 3 – залізобетонний короб; 4 – підшаботні прокладки; 5 – пружини (гума)

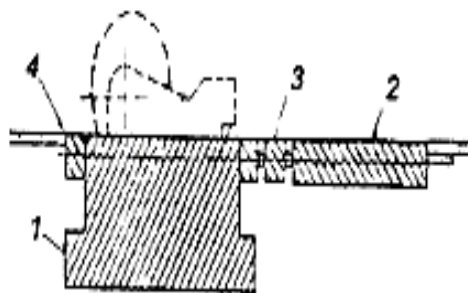


Рисунок 17.23 – Схема влаштування плитогасителя горизонтальних коливань компресора: 1 – фундамент; 2 – плита-гаситель; 3 – проміжна ланка; 4 – прокладки

Найнебезпечнішим під час експлуатації фундаментів із динамічними навантаженнями є виникнення резонансних коливань, за яких частота збурювальної сили збігається з частотою власних коливань фундаменту. У цьому випадку амплітуда коливань зростає в кілька разів і може бути небезпечною не тільки для окремих конструкцій, але і всього фундаменту в цілому. Під час проектування фундаментів можуть бути допущені неточності в розрахунках і під час визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів, через що в процесі експлуатації можуть виникнути резонансні явища. Для їхнього уточнення, зазвичай передбачають можливість зміни власної частоти коливань після виготовлення фундаментів за допомогою влаштування буронабивних паль, які закладають в отворах, спеціально передбачених у виступаних частинах фундаментів, або силікатизацією ґрунтів під підшоною фундаменту. У деяких випадках для зменшення амплітуди резонансних коливань використовують спеціальні віброгасителі або передбачають розміщення обладнання на фундамент через віброізолятори.

Для зменшення частоти коливань між елементами механізму відділяють верхню частину фундаменту, на якому знаходиться установка, за допомогою влаштування віброізоляторів із гуми, природної пробки, пружин залежно від його типу і призначення. Для погашення вертикальних

коливань влаштовують пружинні, дерев'яні або підшаботні прокладки. Для зниження горизонтальних коливань застосовують, додатково, плитугаситель, а в проміжку – гумові або дерев'яні прокладки (рис. 17.22, 17.23).

17.4 Улаштування фундаментів на схилах

В укосах і схилах можуть виникати зсувні й обвальні явища у вигляді переміщення земляних мас під впливом власної ваги ґрунту, від розташованих поряд споруд, а також під дією інерційних сейсмічних і динамічних сил.

Зсувні явища значно поширені на Чорноморському узбережжі Криму, Кавказу і в Західній Україні. Істотну небезпеку вони становлять на залізничних і автомобільних магістралях. Із подібними явищами нерідко доводиться зустрічатися при розташуванні промислових і цивільних об'єктів на схилах, вкритих делювіальним шаром ґрунту який, як правило, знаходиться в стані граничної рівноваги.

Засновник сучасної механіки ґрунтів К. Терцагі опір глинистих ґрунтів зрушенню описував виразом, запропонованим Ш. Кулоном для піщаних ґрунтів:

$$S_p = P \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (17.29)$$

де S_p – опір ґрунтів зсуву за тиску P ; φ – кут внутрішнього тертя; c – питоме зчеплення.

Для глинистих ґрунтів М. М. Масловим у цю формулу були внесені корективи – поділ загального опору на дві складові його частини: на зв'язність $\sum w$ і структурне зчеплення c_c , тобто: $c = \sum w + c_c$.

Структурне зчеплення c_c проявляється у ґрунтах у вигляді цементації, кристалізації; воно має жорсткий, завжди незворотній характер. $\sum w$ – зв'язність водно-колоїдного характеру. З огляду на це, закон Кулона отримує такий вигляд:

$$S_p = P \operatorname{tg} \varphi_w + \sum w + c_c. \quad (17.30)$$

Маючи власну вагу і визначену потужність, будь-яка товща гірських порід або ґрунтів навіть без впливу на неї яких-небудь зовнішніх сил

знаходиться в напруженому стані. Грунтова товща схилу по всій своїй глибині знаходиться під впливом як вертикальних, так і дотичних сил S_p .

На розвиток зсувних процесів впливають крутизна схилу, а також додаткове навантаження від ваги зведених споруд, відвалів ґрунту, характеру впливів (динамічне навантаження від транспорту, будівельних механізмів, вібрації споруд, виду шарів ґрунту і ступеня зволоження).

У роботах М. М. Маслова для сипучих і зв'язних ґрунтів наведена ступінь їхньої стійкості залежно від: w , φ , c .

У таблиці 17.8 подана ступінь стійкості схилу (укосу) залежно від умовної вологості ґрунтів, кута укосу і величини зчеплення c_φ . У глинистих ґрунтах (лесові суглинки і глини) незалежно від товщини шару, зчеплення між частинками за мінімальної вологості коефіцієнт запасу міцності укосу знаходиться в інтервалі 1,45 – 1,6.

Розглянемо випадок, коли масив ґрунту має тільки тертя між частинками. Припустимо, що на поверхні укосу сипучого ґрунту вільно лежить тверда частинка ґрунту M (рис. 17.24). Знайдемо умови, за яких частинка M буде перебувати у рівновазі. Позначимо: Q – маса частинки ґрунту, α – кут нахилу укосу до горизонту та φ – кут внутрішнього тертя. Розкладемо силу Q на дві складові: нормальну до лінії укосу N і дотичну T .

Таблиця 17.8 – Ступінь стійкості схилів залежно від w , φ , c

Схил або укіс із ґрунтів	Висота укосу h , м	Кут укосу φ°	Консистенція I_L	Щільність складанням ρ_s , т/м ³	Зчеплення c_φ , МПа	Кут внутрішнього тертя φ_{cp}°	Коефіцієнт запасу
Пісковики (обводнені)	54,0	20	0	2,20	0,014	24	1,5-2,0
Лісовидні суглинки (безводні)	9,0-14,0	21-39	0,1	1,71-1,95	0,07-0,12	21-31	2,0-3,5
Глини (слабозволожені)	9,0-50,0	15-25	0,1-0,28	1,92-2,00	0,04-0,14	6-24	1,1-2,0

Сила T буде прагнути зрушити частинку ґрунту вниз до підніжжя схилу. Їй буде чинити опір сила тертя T' , прямо пропорційна нормальному тиску N і діє паралельно схилу ab , тобто складова з силою

ваги відповідно куту в $90^\circ + \alpha$. При зазначених позначеннях знаходимо:

$$T = Q \sin \alpha \text{ та } N = Q \cos \alpha .$$

Для складання рівняння рівноваги візьмемо проекції всіх сил на напрямках. Отримаємо: $T - T' = 0$, або, беручи до уваги, що сила тертя $T' = f N$, тобто дорівнює добутку коефіцієнта тертя на нормальний тиск, будемо мати:

$$Q \sin \alpha - f Q \cos \alpha = 0 ,$$

звідки $\operatorname{tg} \alpha = f$.

Оскільки коефіцієнт внутрішнього тертя:

$$f = \operatorname{tg} \varphi ,$$

остаточно отримуємо:

$$\alpha = \varphi . \quad (17.31)$$

Це співвідношення можна сформулювати так: *граничний кут укосу в сипучих ґрунтах дорівнює куту внутрішнього тертя ґрунту*. Цей кут сипучих ґрунтів називається *кутом природного укосу*. Для сухих сипучих ґрунтів він є величиною постійною.

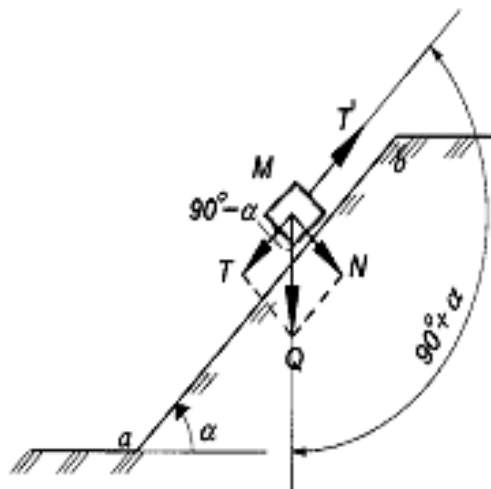


Рисунок 17.24 – Схема сил, діючих на частинку сипучого ґрунту

Вплив фільтраційних сил. Якщо влаштування укосу проводиться в насичених водою ґрунтах або якщо рівень ґрунтових вод, наприклад, у разі випадіння зливових дощів, раптово підвищується вище основи укосу, то на величину кута природного укосу істотно буде впливати гідродинамічний тиск фільтруючої з укосу води.

Скористаємося попереднім рішенням і виділимо на поверхні укосу об'єм ґрунту, що дорівнює одиниці (наприклад, 1 см^3). Тут крім власної ваги ґрунту Q , який варто приймати зважаючи на вісову дію води, на виділений елемент буде діяти по дотичній до лінії струму води гідродинамічний тиск D' . Результуючий тиск R визначимо шляхом побудови паралелограма сил Q і D' (рис. 17.25). Оскільки кут внутрішнього тертя сипучого ґрунту, насиченого водою, практично дорівнює куту внутрішнього тертя сухого ґрунту, то нова дотична до поверхні ковзання сила буде складати з результуючим тиском R кут $90^\circ - \varphi$.

Звідси випливає правило визначення кута укосу ґрунту під час фільтрації води з масиву, а саме: необхідно побудувати рівнодійну сил Q і D' і від напрямку рівнодійної відкласти кут, що дорівнює $90^\circ - \varphi$; отриманий напрямок a_1b_1 і визначить для розглянутого випадку *граничний кут укосу* α_1 . Цей кут буде максимальним, за якому частинки ґрунту будуть перебувати в спокої. Для визначення кута сталого укосу необхідно отримане значення кута α_1 розділити на коефіцієнт запасу, що більший одиниці.

Отже, кут природного укосу є величиною постійною тільки для ґрунтів, не насичених водою. Якщо ж на укіс діють, крім ваги частинок ґрунту, фільтраційні сили води, то кут укосу буде змінюватися залежно від величини гідродинамічного впливу води. Чим крутіше схил, тим більший гідравлічний ухил буде мати рівень ґрунтових вод при виході води на вільну поверхню укосу, і, отже, тим більше буде вплив фільтраційних сил. У багатьох випадках за кут, що складається гідродинамічним тиском D' з горизонтом, можна приймати кут природного укосу ґрунту.

Визначимо умову, за якої тверді частки ґрунту на поверхні укосу, що піддається дії фільтраційних сил, будуть знаходитися в стійкому стані.

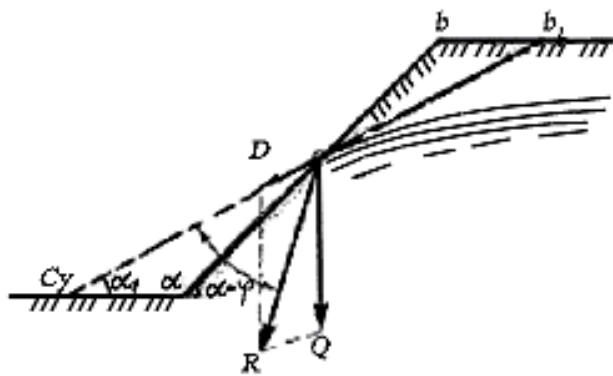


Рисунок 17.25 – Схема визначення кута укосу під час дії фільтраційних вод

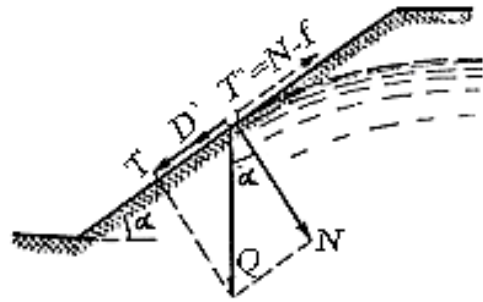


Рисунок 17.26 – Схема сил, діючих на частинку сипучого ґрунту під час обліку фільтраційного тиску

Припустимо, що напрямок гідродинамічних тисків D' збігається з напрямком укосу (рис. 17.26). Тоді сили, які рухають виділений на поверхні укосу одиничний об'єм ґрунту, дорівнюватимуть: $T = Q \sin \alpha$ та

$$D' = \gamma_w n \operatorname{tg} \alpha, \text{ де } n = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} - \text{об'єм пор в одиниці об'єму ґрунту;}$$

γ_w – питома вага води.

Сили, що утримують розглянутий елемент ґрунту на поверхні укосу, будуть:

$$T' = N f = Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi.$$

Водночас:

$$Q = \gamma_0 \cdot l,$$

де γ_0 – питома вага ґрунту, полегшений вагою утисненої води.

Для сталого укосу рушійні сили повинні становити деяку частку від утримувальних сил:

$$\gamma_w n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha = \frac{1}{\eta} (\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi), \quad (17.32)$$

де η – коефіцієнт стійкості за ковзання частинок ґрунту.

Звідси отримуємо:

$$\eta = \frac{\gamma_0 \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_w n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha} \quad (17.33)$$

Якщо $\eta > 1$, то укіс буде стійким.

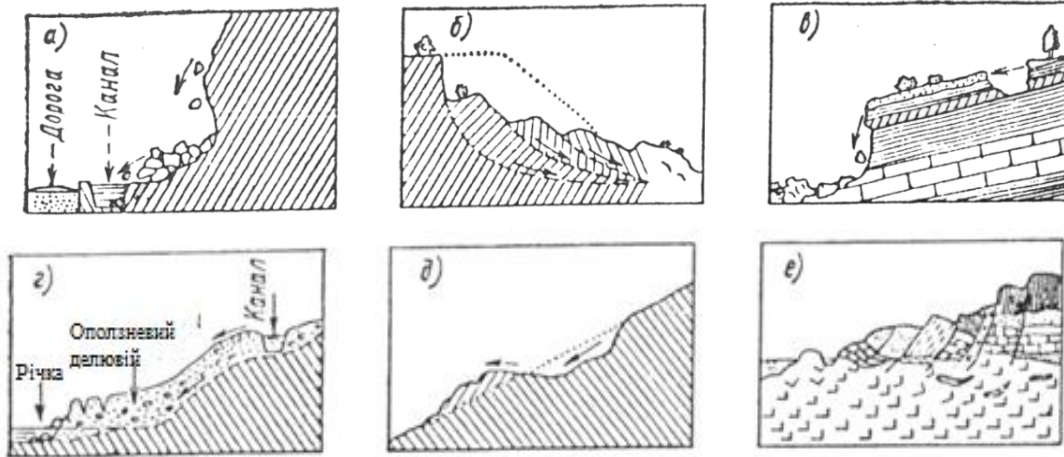


Рисунок 17.27 – Основні форми порушення стійкості й деформації схилу:
 а – обвали та вивали; б – обвалення зі зрізом і обертанням; в – ковзання;
 г – покривні зсуви; д – сповзання; е – скол під час осідання

Для оцінки ступеня стійкості схилів і укосів, а також для розробки і призначення найбільш ефективних протизсувних заходів необхідно знати форму прояву і можливість розвитку зсувного процесу, природні обставини – клімат, топографічні особливості схилу, геологічну структуру товщі схилу, інженерно-геологічні властивості порід, що складають товщу, режим ґрунтових вод, гідрологічні особливості річок, що омивають схил.

На рисунку 17.27 наведені основні форми порушення стійкості і деформації схилів, а в таблиці 17.9 – класифікація за характером і швидкості їхньої деформації.

Зсуви завжди створювали багато проблем для будівельних об'єктів України і наразі спостерігається тенденція до збільшення їхньої кількості. Необхідні подальші дослідження зсувних процесів і розроблення надійних протизсувних заходів.

Будь-яке переміщення масиву ґрунту викликає механічне порушення його структури, що, зі свого боку, створює передумови для змін фізико-механічних властивостей ґрунту.

Розвиток зсувного процесу завжди пов'язаний з певними причинами, які наведені в таблиці 17.9.

Таблиця 17.9 – Форми порушення стійкості схилів та укосів

Форми порушення стійкості	Характер деформації	Швидкість деформації	Характерна природна обстановка
1	2	3	4
Обвали та вивали	Падіння і кочення	Катастрофічна (м/с)	Круті обривисті уступи в скельних та напівскельних породах із широко розвиненою тріщинуватістю
Обвалення зі зрізом і обертанням	Переміщення масивів по поверхні ковзання з найменшим запасом стійкості і деяким поворотом навколо горизонтальної вісі	Аж до дуже великих (м/хв)	Переважає в однорідній товщі з підлеглими прошарками за надмірної крутості укосу
Ковзання (зісковзування)	Зсув по площинах нашарування, розломів, давніх зсувів	Від найменших аж до відносно великих (м/год)	За чітко вираженої в товщі корінних порід потенційної поверхні ковзання з нахилом у бік схилу. За шаруватої будови товщі, наявність пластових тріщин і за трансгрессивного або приставному заляганні, розломах, а також наявності ґрунтових вод.
Покривні зсуви	Сповзання покривних мас по нерівній поверхні, що підстилає товщі	Від найменших аж до відносно невисоких (м/добу)	Залягання рясно зволжуваних покривних мас із загальним падінням підстилаючої поверхні товщі у бік долини, котловану
Обпливи	Поверхнєве обпливання перезволожених ґрунтових мас	Аж до дуже великих (м/хв)	За різкого переволоження і гідродинамічного впливу на малом'які ґрунти в поверхневій зоні

Продовження таблиці 17.9

1	2	3	4
Скол під час осідання	Опускання з бічним переміщенням у наслідок захоплення переміщуваними ґрунтовими масами	Аж до самої великої (м/хв)	За наявності в товщі розм'якшених глин, пливучих пісків, різко просадних лесових ґрунтів, кам'яного льоду

Обвали виникають у разі раптового руйнування укосів у скельних і напівскельних породах. Вони виникають завдяки значній крутизні падіння склонів, та мають великі розміри (мільйони кубометрів).

Вивали, на відміну від обвалів, характеризуються падінням із поверхні укосу окремих каменів і блоків породи, відділених від скельного масиву тріщинами.

Обвалення зі зрізом і обертанням – це зріз по деякій поверхні зміщення частини ґрунтової товщі, складовою масиву схилу або укосу, у наслідок чого відбувається дроблення відколотих блоків або зріз нових. Цей процес спостерігається у разі перенапруження ґрунтового масиву і утворення в ньому зрізу або відколу певної частини товщі.

Ковзанням є переміщення по похилій площині скельних порід, за наявності в шарах глинистих, хлоритових, талькових і слюдистих сланців. Спостерігається зміщення великих мас ґрунту, часто піску, відсипаних на похилу поверхню без спеціального попереднього оброблення.

Покривні зсуви виявляються у вигляді зміщення деякого масиву ґрунту по схилу під впливом власної ваги і тиску маси породи, що лежить вище по схилу.

Обпливи – це порушення стійкості піщаних і глинистих ґрунтів по схилу у разі локального перезволоження, динамічних навантажень, під час відливів на морському березі, спаду повені на річках.

Скол під час осідання становить порушення стійкості ґрунтів в основі під час прояву деформацій у вигляді здуття і випору ґрунту у разі зведення високих насипів, у слабких ґрунтах, порушеннях стійкості укосів і схилів під час водонасичення берегових уступів з льосових ґрунтів і провалів у закарстованих районах.

Для визначення сталого обрису укосу за мінімального обсаду земляних робіт проводять розрахунки, засновані на результати інженерно-геологічних вишукувань та дослідження ґрунтів, що складають укіс. За розрахункову модель ґрунтового масиву, обмеженого укосом, приймають нескінченної довжини призматичне (або криволінійного обрису) тіло з горизонтальними утворюючими, схильне дію сил, перпендикулярних до утворювальних і рівномірно розподілених у їхньому напрямку.

РОЗДІЛ 4 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ РЕКОНСТРУЙОВАНИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

ГЛАВА 18 ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

18.1 Загальні положення

У реальній повсякденній практиці, поряд із новим будівництвом проводяться роботи з реконструкції існуючих будівель, зокрема старої забудови. Відновлення експлуатаційної придатності будівельних об'єктів часто супроводжується підсиленням фундаментів, які найбільш схильні до впливу різних несприятливих факторів.

У ґрунтах, зі свого боку, спостерігаються процеси, що знижують із часом значення їх міцнісних і деформаційних характеристик. У таких випадках необхідно підсилювати і ґрунти основи.

Реконструкція будівель та споруд нерідко проводиться із заміною конструктивних елементів і устаткування з більшим, ніж було вагою. Це підвищує напруги в ґрунті і призводить до додаткових осад основи.

Підсиленню ґрунтів і конструкцій (зокрема фундаментів) передують обстеження будівель, особливо з ознаками пошкоджень. Проводиться загальна оцінка стану будівельного об'єкта і визначається можливість його реконструкції. Варто зазначити, що без детального обстеження стану фундаментів і їхніх основ роботи із реконструкції не проводять.

18.2 Обстеження фундаментів і ґрунтів основи

До початку реконструкції будівель необхідно мати повне уявлення про геологічні умови на майданчику забудови і стан ґрунтів, що використовуються як основи, стан фундаментів і надземних конструкцій.

Із цією метою виконуються інженерно-геологічні вишукування, які охоплюють такі види робіт:

- ознайомлення з архівною проектно-будівельною документацією (якщо вона збереглася);
- улаштування шурфів, а в низці випадків і бурових свердловин із відбором зразків ґрунту для лабораторних випробувань;
- визначення за допомогою шурфів тип фундаментів та їхній технічний стан;
- дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів основи.

Отримані дані, а також супутні їм розрахунки, що дозволяють визначити необхідність посилення фундаментів і ґрунтів основи і намітити заходи щодо їхнього здійснення.

У разі фундаментів мілкового закладання, у шурфах, крім відбору ґрунтових зразків, визначають матеріал, з якого виконаний фундамент, встановлюють наявність або відсутність ушкоджень, характер ушкоджень, якщо вони є. За допомогою приладів ударної або відривної дії визначається міцність матеріалу за станом на момент обстеження.

У шурфах ведуться обміри фундаментів і глибини їхнього закладання. Якщо в шурфі виявляються підземні води, а це можливо за їх високого стояння, необхідно заміряти усталений рівень підземних вод щодо денної поверхні землі.

У шурфах є можливість зробити також натурні випробування ґрунтів поблизу підшви фундаменту за допомогою зондів і приладів обертового зрізу.

Для обстеження пальових фундаментів виринають доступні за глибиною шурфи, які дозволяють визначити тип паль, їхні перерізи, розміщення в ростверку.

Головною причиною ослаблення основ є підвищення вологості ґрунтів, крім того, здебільшого це стосується пилувато-глинистих ґрунтів і меншою мірою – піщаних.

Причинами водонасичення можуть бути підйом рівня ґрунтових вод, витікання води з комунікацій, сезонні підтоплення. Спостерігається також поступова концентрація вологи під підшвою фундаментів і за відсутності підземних вод (табл. 18.1).

На території, де будівництво здійснюється на макропористих лесових ґрунтах, замочування основ призводить до осад, як правило, нерівномірним, за яких будівлі набувають ушкодження, не сумісні з їх нормальною експлуатацією. Відомо, що в таких ситуаціях міцнісні характеристики просідаючих ґрунтів – кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення знижуються у своїх значеннях у 1,5 – 2 рази.

З іншого боку, якщо в ґрунтах основи за весь період експлуатації будівельного об'єкта негативні явища відсутні, то обтиснений фундаментами ґрунт покращує свої показники. Це видно на прикладі зменшення значення коефіцієнта пористості в ґрунтових зразках, відібраних на різній глибині під підшвою фундаменту в умовах

відсутності негативних явищ в основі за період експлуатації будівлі (табл. 18.2).

Таблиця 18.1 – Зміни вологості глинистих ґрунтах залежно від початкового значення і терміну експлуатації будівлі

№ з/п	Термін експлуатації	Природна вологість w , %		
		у природному стані	під підшвою фундаменту	зміна, %
1	Москва 5-20 років	8,6	9,8	13,9
2	20-50 років	12,0	13,0	8,5
3	50 років	8,1	13,0	60,0
4	більше 50 років	8,0	12,0	50,0
1	Санкт-Петербург 5-20 років	12,0	20,0	66
2	20-50 років	22,0	40,0	81
3	більше 50 років	19,0	24,0	26

Таблиця 18.2 – Зміна коефіцієнта пористості по глибині

Глибина від підшви фундаменту, м	Зміна коефіцієнта пористості відносно його значень у природному стані за глибиною закладення підшви фундаменту, %						
	Номер досліду						
	1	2	3	4	5	6	середнє значення
$h = 0$	16,0	14,0	26,0	-	18,0	16,0	16,0
$h = 0,5b$	11,0	12,0	18,0	8,0	3,5	3,0	9,25
$h = b$	3,0	4,0	3,5	0	0	0	3,5

Зміцнення ґрунтів основи під навантаженням залежить від початкової щільності і виду ґрунту, його гранулометричного складу, величини ущільнювального тиску, часу дії навантаження.

У таблиці 18.3 наведені дані, що дозволяють уявити, якою мірою зміцнюються з часом властивості ґрунтів під фундаментами будівлі за відсутності факторів, які несприятливо впливають на ґрунт.

Таблиця 18.3 – Зміна міцнісних характеристик ґрунтів

Номер досліджу	Характеристики	Ґрунти		Відсоток%
		у природньому стані за межами фундаментів	під подошвою фундаментів	
1	φ^o	18	20	11
	c , МПа	0,001	0,004	40
2	φ^o	24	25	10
	c , МПа	0,001	0,012	12
3	φ^o	25	25	-
	c , МПа	0,007	0,031	44
4	φ^o	23	23	-
	c , МПа	0,020	0,024	12
5	φ^o	24	23	-
	c , МПа	0,008	0,025	31
6	φ^o	24	27	12
	c , МПа	0,016	0,025	16

Отже, тільки дослідження ґрунтів основи у разі реконструкції будівлі дозволяють визначити необхідність підсилення ґрунту або ж встановити відсутність такої необхідності. Обов'язково також враховують результати обстеження фундаментів і оцінку їхнього стану.

18.3 Розрахунок основ реконструйованих будівель

Розрахунок основ реконструйованих будівельних об'єктів має перевірочний характер. Це означає, що використовуються результати обміру фундаменту – ширина подошви, глибина його закладання і глибина підвалу, якщо він є. До початку розрахунку мають бути визначені фізичні і механічні характеристики ґрунту, основи, зокрема питома вага, кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення.

Ці дані дозволяють за формулою (8.18) знайти значення розрахункового опору ґрунту R і зіставити його з тиском на ґрунт, який буде діяти на основу після реконструкції.

Крім того, потрібні значення коефіцієнта пористості, ступеня вологості, показника плинності, пластичності, які дозволяють визначити види ґрунтів, що складають основу в межах стисливої товщі, і оцінити їхній фізичний стан.

Аналіз отриманих даних дозволяє встановити можливість реконструкції будівлі, не вдаючись до посилення основи. Якщо така можливість відсутня, тоді необхідно посилення основи методами, розглянутими в розділі 18.5. Оскільки в міцних і стійких ґрунтах довгостроково діючі навантаження від споруди сприяють збільшенню несучої здатності основи, то виникає необхідність визначити нове значення розрахункового опору, більш високе порівняно з розрахунковим опором ґрунту до початку будівництва.

Разом із тим перевіряється умова:

$$P \leq Rmk = R' , \quad (18.1)$$

де P – тиск на ґрунт з огляду на нові підвищені навантаження під час реконструкції; m – коефіцієнт, що враховує зміну фізико-механічних властивостей ґрунту основи під подошвою фундаменту за період експлуатації будівлі; k – коефіцієнт, що визначається відношенням розрахункової осадки S_R за тиску, що дорівнює розрахунковому до гранично допустимої осадки $S_{np.cp.}$; R' – розрахунковий опір ґрунту з урахуванням тривалого обтиснення основи фундаментами споруди; R – розрахунковий опір ґрунту, не обжатого тиском фундаментами споруди, що визначається за формулою (8.18).

Коефіцієнт m , що залежить від відношення тиску на основу до надбудови P_0 до розрахункового опору R і визначається з огляду на такі умови:

$$P_0 / R > 80\% \quad m = 1,3,$$

$$P_0 / R > 70 - 80\% \quad m = 1,15,$$

$$P_0 / R < 70\% \quad m = 1.$$

Значення коефіцієнта k приймається за таблицею 18.4

Таблиця 18.4 – Значення коефіцієнта k для різних ґрунтів

Ґрунти	Значення коефіцієнта k
Піски:	
крупні та середньої крупності	1,4
дрібні	1,2
пилюваті	1,1
Пилувато-глинисті ґрунти:	
$I_L \leq 0$	1,2
$I_L \leq 0,5$ за терміну експлуатації понад 15 років	1,1
<p>Примітки:</p> <p>1. Зазначені значення дійсні за $k = \frac{S_R}{S_{np. cp}} 100 = 20\%$.</p> <p>2. За $k = \frac{S_R}{S_{np. cp}} 100 = 70\%$ $k = 1$.</p> <p>3. Для проміжних значень коефіцієнт k приймають по інтерполяції</p>	

Якщо умова (18.1) задовольняється, посилення основи не потрібно, але необхідність визначення додаткової осадки ґрунту у зв'язку з підвищенням навантажень на основу під час реконструкції будівлі залишається.

У випадку, коли ефект зміцнення ґрунту під фундаментами тривалої експлуатації і потреба в реконструкції будівлі відсутні, а навантаження будуть збільшені, у такому разі перевірочні розрахунки розмірів підшви фундаментів виконуються, зважаючи на величину розрахункового опору ґрунту, що визначається за формулою (8.18).

18.4 Будівництво поблизу існуючих будівель

Сучасні підходи до раціонального використання міської території стали причиною більш пильної уваги до вимог внутрішньоквартальної забудови, у разі збільшення поверховості, розроблення котлованів поблизу існуючих споруд. Недотримання цих вимог створює додаткові труднощі під час експлуатації будівель: призводить до підвищених деформацій

грунтів основ, до утворення тріщин у кладці зовнішніх і внутрішніх стін, перекосу отворів та сходових маршів, до зсуву плит перекриттів тощо. Особливо це важливо враховувати в умовах слабких ґрунтових основ, розташованих на ділянках із змінним рівнем ґрунтових вод, інтенсивного руху наземного і підземного транспорту і т. п.

Проектування і будівництво нових будівель, реконструкцію існуючих варто проводити відповідно до *Тимчасової інструкції з улаштування фундаментів поблизу існуючих будівель* (ВСН 401-01-77), з якої випливає, що крім вимог ДБН В. 2.1.-10-2009 за дотримання умови другої групи граничних станів $s \leq s_u$ необхідно враховувати умову:

$$s_{ad} \leq s_{ad,u}, \quad (18.2)$$

де s_{ad} – додаткова осада від навантаження основи існуючої будівлі від проектувальної; $s_{ad,u}$ – гранично допустиме значення спільної додаткової деформації будівлі. Водночас враховується, що розвиток осад окремо стоячої s_{ad} і примикаючої будівлі s_u призводить до різних результатів ($s_{ad} \neq s_u$).

Прогнозуючи виникнення нерівномірних деформацій (рис. 18.1), необхідно орієнтуватися на такі показники: $s_{ad,a}$ – додатковий осад точки a на лінії примикання нової будівлі до існуючої; j_{ad} – додатковий перекис існуючої будівлі на ділянці примикання; i_{ad} – додатковий крен існуючої будівлі у бік нової.

Додатковий перекис визначають за формулою:

$$j_{ad} = (s_{ad,a} - s_{ad,b})/l, \quad (18.3)$$

де $s_{ad,b}$ – осад додаткової точки b існуючої будівлі на відстані l від лінії примикання. Величину l призначають: для цегельних і великоблочних будинків – як відстань до найближчого до примикання отвору, для будівель із поперечними несучими стінами – дорівнює кроку цих стін, для каркасних будівель – кроку колон.

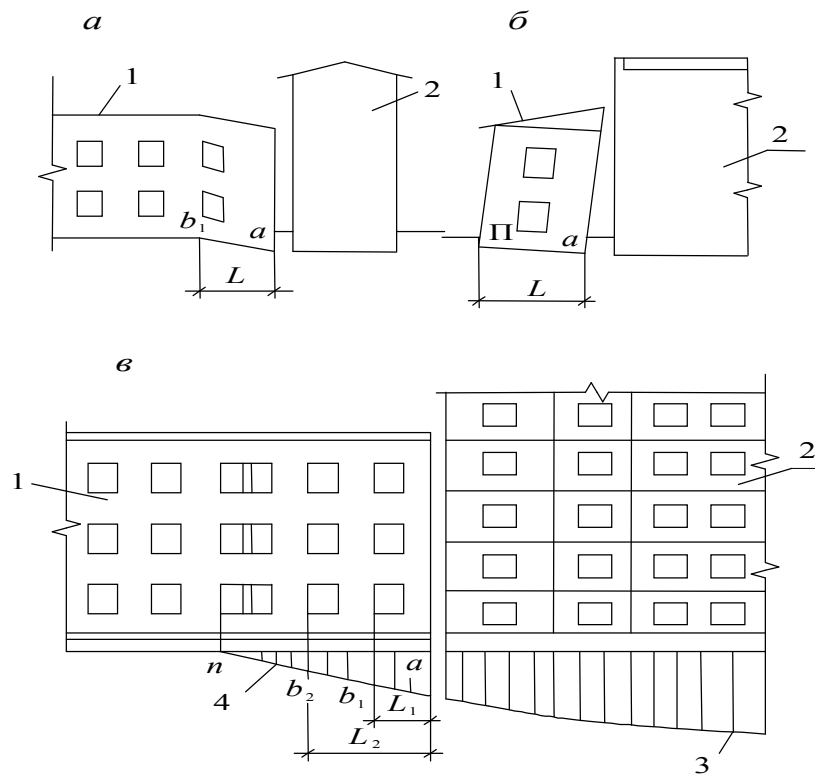


Рисунок 18.1 – Схема визначення крену будівлі і перекосу його конструкцій в результаті розвитку додаткової осаді: *a* – перекіс конструкцій будівлі; *б* – крен щодо споруджуваної будівлі; *в* – епюра осаді поздовжньої стіни нової будівлі і додаткового осаді існуючої будівлі; *1* – існуюча будівля; *2* – яка будується; *3* – крива осаді нової будівлі; *4* – крива додаткового осаді старої будівлі від нової будівлі-прибудови

У цьому випадку додатковий крен визначається за формулою:

$$i_{ad} = (s_{ad,a} - s_{ad,n}) / L, \quad (18.4)$$

де $s_{ad,n}$ – додатковий осад протилежної грані будівлі для відносно вузьких будівель (блоків); L – ширина будівлі (чи блока); для протяжних будинків – відстань, де $s_{ad,n}$ практично дорівнює нулю.

Таблиця 18.5 – Граничні значення додаткових деформацій

Будівлі	Категорія стану (за табл.18.9)	Граничні додаткові деформації будівель		
		найбільший осад $s_{ad,u}$, м	перекіс $j_{ad,u}$	крен $i_{ad,u}$
Безкаркасні зі стінами з цегли або крупних блоків без армування	I	4	0,0030	0,004
	II	3	0,0015	0,002
	III	2	0,0010	0,002
Те саме з армуванням або залізобетонними поясами	I	6	0.0035	0,004
	II	4	0,0018	0,004
	III	3	0,0012	0,003
Безкаркасні зі стінами з великих панелей	I	4	0,0020	0,004
	II	3	0,0010	0,002
	III	2	0,0007	0,002

Граничні значення додаткових деформацій рекомендується встановлювати за даними таблиці 18.5. Оскільки небезпека додаткових деформацій залежить від стану існуючих будівель, у таблиці 18.6 введено поняття категорії стану будівлі, яка визначається за даними цієї таблиці.

Під час використання даних таблиці 18.6 розрізняють такі випадки:

$s \leq s_u$, $s_{ad} \leq s_{ad,u}$ – очікувані осадки запроектованої та існуючої будівлі менше припустимих – достатньо застосування найпростіших заходів, зокрема влаштування осадочних швів;

$s \leq s_u$, $s_{ad} > s_{ad,u}$ – очікувані осадки запроектованої будівлі менше допустимих, але додаткова осада існуючої будівлі перевищує допустиму – необхідно застосування спеціальних заходів, розглянутих нижче (влаштування фундаментів із консолями, розділовий шпунт і т. п.);

$s > s_u$, $s_{ad} > s_{ad,u}$ – будівництво не може бути дозволено; для зведення нового будинку потрібно використовувати інші типи фундаментів, що забезпечують зменшення осадку до допустимих значень.

Таблиця 18.6 – Категорії стану будівлі

Категорія пошкодження	Вид пошкодження			Знос конструкції, %
	несучих стін, стовпів, колон, фундаментів	огорожувальних стін	перекриттів, сходів, сводів	
Нульова	тріщин немає	тріщин немає	зрушень і тріщин немає	до 5
Перша	похилі й вертикальні тріщини в міжколонних поясах і перемичках із розкриттям до 1 мм	тріщини в кладці й швах між панелями з розкриттям до 1 мм	зрушень і пошкоджень немає	до 20
Друга	те саме до 5 мм	те саме до 5 мм	тріщини в сполученнях конструкцій та зрушення у закладенні	до 40
Третя	наскрізні горизонтальні експериментальні і вертикальні тріщини, вивали кладки	тріщини з розкриттям більше 5 мм, зрушення панелей	тріщини і зсуви в сполученнях, розрив анкерів	понад 40
<p><i>Примітка.</i> Відсоток фізичного зносу конструкцій будівель визначають відповідно до «Методики фізичного зносу цивільних будівель» та «Методики обстеження і проектування основ і надбудови будівель»</p>				

Заходи щодо проведення попередніх робіт до розроблення котлованів і траншей у безпосередній близькості від існуючих споруд такі:

1. Закріплення ґрунтів основи.
2. Посилення конструктивних елементів існуючих будівель (стін, переkritтів, фундаментів та ін.).
3. Перенесення або відключення підземних комунікацій.
4. Проведення водопониження в зоні робіт із змінним рівнем ґрунтових вод.

5. Розроблення технологічних процесів та послідовності робіт із риття котловану.

6. Проектування та влаштування фундаментів поблизу існуючих споруд.

Під час розроблення котловану поблизу існуючих фундаментів знижуються вертикальні і горизонтальні напруги нижче дна котловану і разом із цим (рис. 18.2, *а*), зменшується несуча здатність основи. Це викликано винятком для випадку наявності бічної пригрузки. За глибини котловану, що перевищує позначку розташованого фундаменту, виникають негативні явища, які сприяють розвитку бічного активного тиску ґрунту на стінку існуючого фундаменту, що часто призводить до підйому дна котловану (рис. 18.2, *б*). Зміна вихідного напруженого стану масиву викликає втрату стійкості прифундаментного шару ґрунту, що примикає до розроблюваного котловану.

Якщо середній тиск під подошвою існуючого фундаменту $p \leq R$ (де R – розрахунковий опір ґрунту основи), то у разі розташування дна котловану вище на 0,5 м і більше подошви існуючого фундаменту випору ґрунту з-під подошви не станеться (рис. 18.3).

Відсутність шпунта або його недостатнє заглиблення призводять до суфозійного руйнування ґрунту під фундаментом у разі відкритого водовідливу з котловану (рис. 18.4).

У разі зміни рівня ґрунтових вод також можуть відбуватися додаткові осадки, що викликають нерівномірне переміщення фундаментів (рис. 18.5). Подібні явища спостерігаються і під час водовідливу з котлованів і траншей, які знаходяться на значній відстані від будівлі (рис. 18.6).

Під час розроблення котловану поблизу існуючих будівель, схильних замочуванню від водойм або витоку води, необхідно передбачати глибинне водозниження під час виконання робіт із улаштування котловану і монтажі фундаментів з ретельною гідроізоляцією або паралельним влаштуванням стін зі шпунта (рис. 18.5).

У разі будівництва нових будівель поблизу існуючих відбувається додаткове ущільнення ґрунту, що сприяє збільшенню в ньому напружень (рис. 18.7). Такі явища спостерігаються також і під час складування матеріалів поблизу споруджуваних будівель (рис. 18.8).

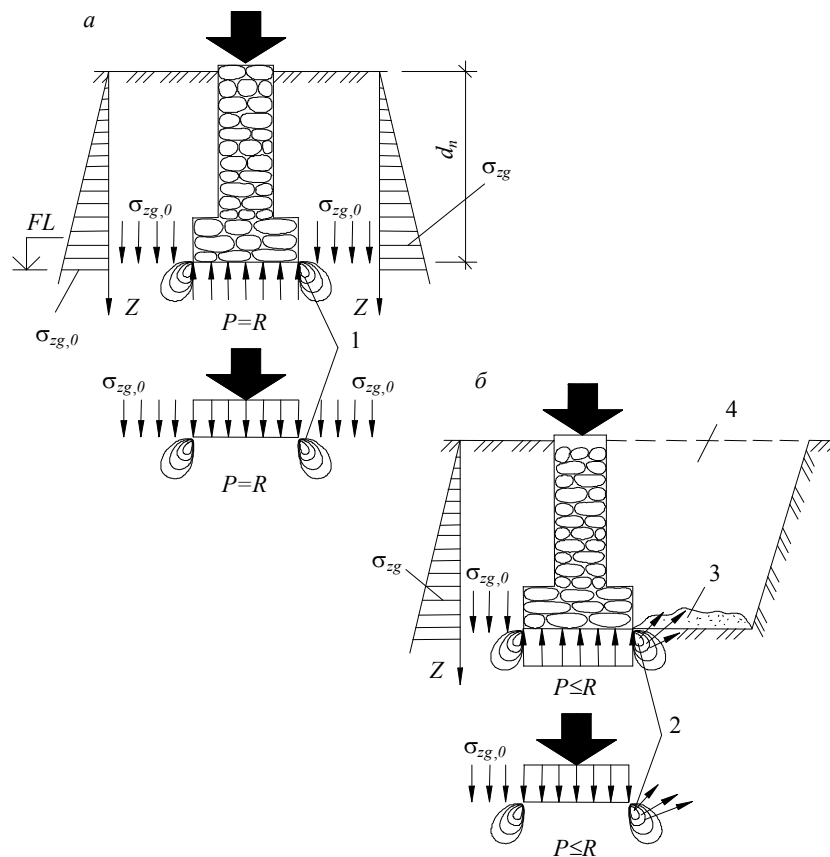


Рисунок 18.2 – Вертикальні напруги в основі споруд:
а – до розроблення сусіднього котловану; *б* – після розроблення;
1 – зони пластичних деформацій ґрунту; *2* – зони можливого випору ґрунту; *3* – підйом дна котловану; *4* – котлован, викопаний біля фундаменту

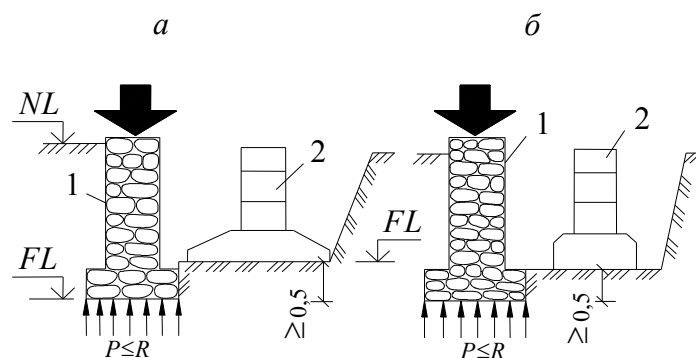


Рисунок 18.3 – Розташування існуючих (*1*) і запроектованих (*2*) фундаментів, за якого виключають видавлювання ґрунту:
а – примикання фундаментів упритул; *б* – примикання фундаментів при незначному віддаленні

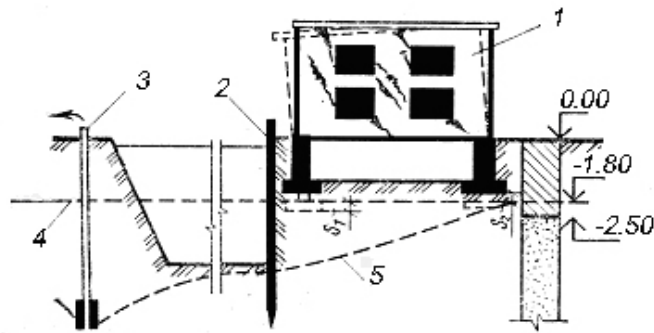


Рисунок 18.4 – Деформація будівлі внаслідок пониження рівня підземних вод голкофільтровою установкою: 1 – будівля; 2 – шпунт; 3 – голкофільтр; 4 – рівень підземних вод до водозниження; 5 – те саме після водозниження

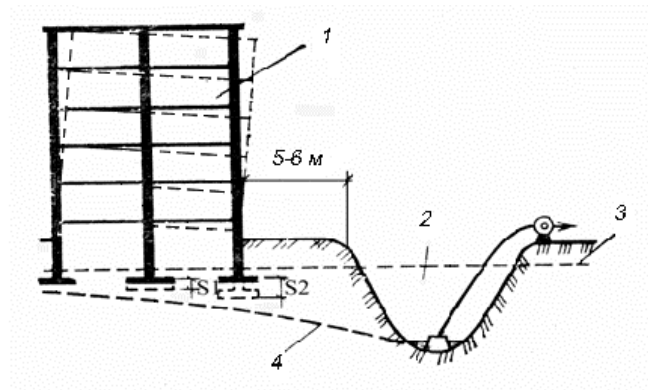


Рисунок 18.5 – Деформація житлового будинку, викликана відкритим водовідливом з суміжної з ним траншеї: 1 – житловий будинок; 2 – траншея; 3 – рівень підземних вод до відкачування; 4 – те саме, після відкачування

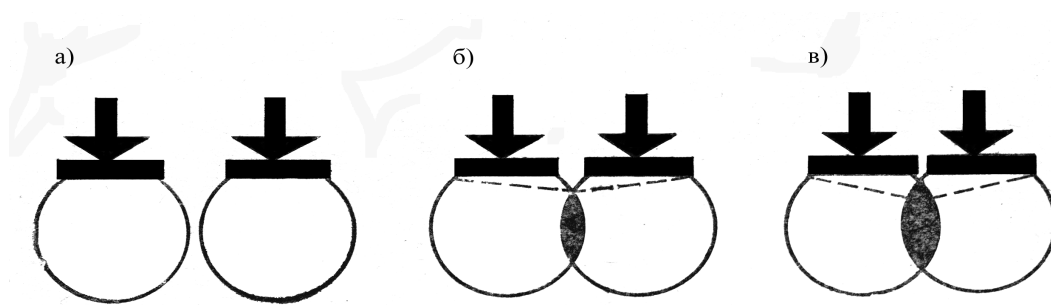


Рисунок 18.6 – Взаємний вплив двох фундаментів будівель: а – зони напруг не перекриваються; б, в – зони напруг перекриваються

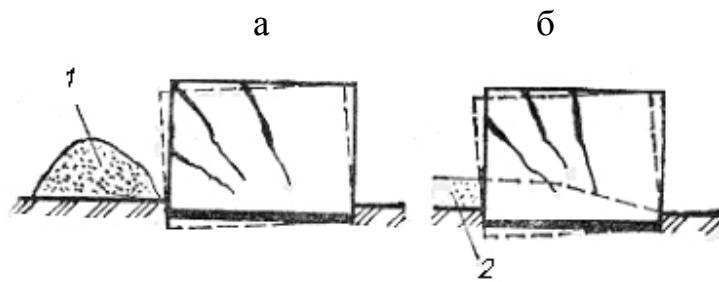


Рисунок 18.7 – Розвиток додаткової осадки від розміщених матеріалів (а) і влаштування штучного насипу (б): 1 – матеріали; 2 – насип

Будівництво нової будівлі поблизу існуючої може викликати додаткове осідання поверхні ґрунту, якщо нові навантаження на основу будуть більше навантажень, що передаються існуючою будівлею (рис. 18.8). На напружений стан ґрунтової основи існуючої будівлі будуть також впливати близько розташовані будівлі залежно від часу навантаження основи (рис. 18.9).

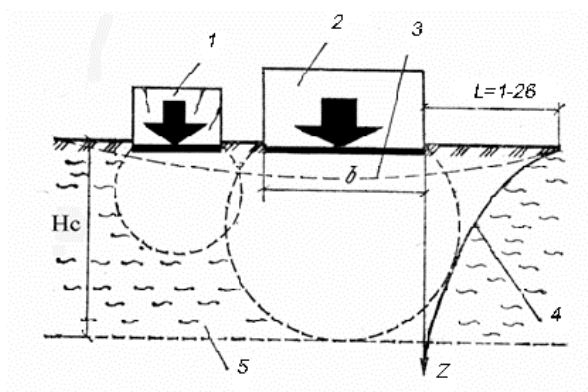


Рисунок 18.8 – Осад поверхні ґрунту: 1 – існуюча будівля; 2 – будівля що зводиться; 3 – зона осадки; 4 – епюра осадки; 5 – сильно стиснутий ґрунт

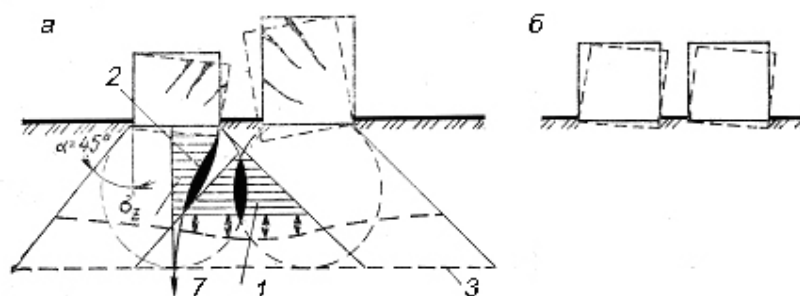


Рисунок 18.9 – Взаємний вплив близько розташованих будівель залежно від часу навантаження основи: а – одночасно; б – послідовно; 1 – зона впливу напруги; 2 – додаткові вертикальні нормальні напруги; 3 – нижня межа стислої зони

На деформацію будівель і основ впливають час розроблення котловану та влаштування фундаментів, динамічна дія механізмів під час виконання робіт (рис. 18.10).

До цього належать також допустимі помилки та порушення правил проведення робіт поблизу існуючих споруд:

- відсутність утеплення дна котловану у зимовий період (рис. 18.10, а);
- розроблення ґрунту на велику глибину поблизу існуючих фундаментів, яке може призвести до його випирання з-під фундаменту (рис. 18.10, б);
- проведення розпушування мерзлого ґрунту або руйнування старих фундаментів важкими ударними механізмами (рис. 18.10, в);
- використання під час розроблення котловану і видалення з нього старих фундаментів, а екскаватор створює інтенсивний динамічний вплив (рис. 18.10, г).

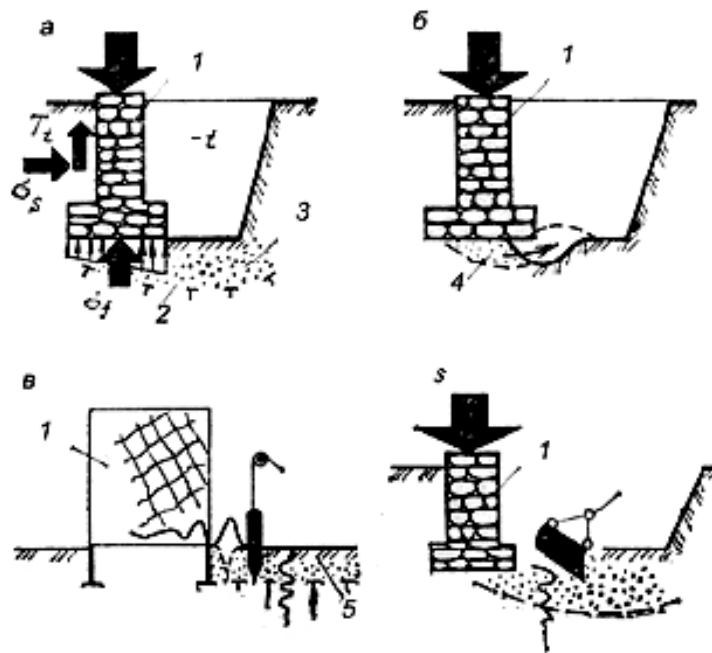


Рисунок 18.10 – Порушення природнього стану ґрунту під час виконання робіт із улаштування фундаментів: а – проморожування ґрунту; б – перебір ґрунту; в, г – динамічний вплив механізмів: 1 – існуючий фундамент; 2 – межа сезонного промерзання ґрунту; 3 – мерзлий ґрунт; 4 – випор ґрунту; σ_s та σ_f – нормальні напруження по бічній поверхні і по підшві фундаменту; T_t – сумарна дотична сила випучування

У складних інженерно-геологічних умовах ефективним є застосування палиових фундаментів під нові споруди. Проте в обмежених умовах забудованої території занурення палів і конструкцій шпунтових елементів створює додаткові осадки і струси будівель, а також випору ґрунту. З огляду на це, під час проектування необхідно враховувати ступінь небезпеки впливу динамічних впливів і вібрації на будівлю. Для цього проводять детальний аналіз інженерно-геолого-екологічних умов території, зважаючи на додаткові дані (характер ґрунтових нашарувань, наявності підземних вод або витік із комунікацій, метод занурення палів – забиванням або вдавлюванням) (рис. 18.11).

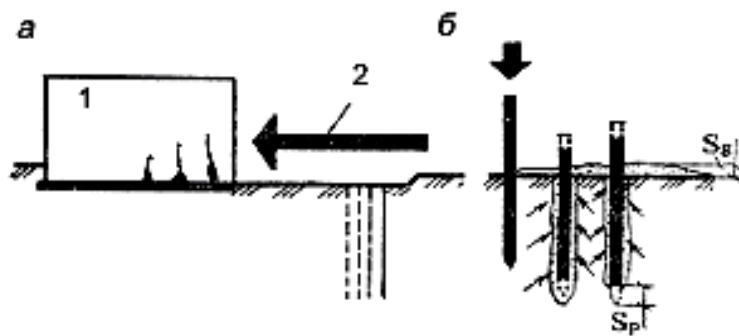


Рисунок 18.11 – Вплив забивання палів на технічний стан існуючих будівель (а) і підйом раніше занурених під час забивання наступних палів (б): 1 – існуюча будівля; 2 – напрямок фронту робіт під час забивання палів

Для зниження рівня коливань доцільно зменшити частоту ударів і висоту падіння молота, збільшити його вагу, а також скоротити час «відпочинку» палі в процесі забивання. Більш прийнятними є способи занурення палів у лідерні свердловини, у тиксотропній сорочці, із допомогою вдавлювання та ін.

Під час занурення палів у глинисті ґрунти нерідко відбувається підйом ґрунту і раніше забитих палів. Це найчастіше спостерігається на значній відстані від існуючого будинку при забиванні палів із наближенням до нього. У результаті піднімаються підлоги (виконані по ґрунту) у підвалі або на першому поверсі (безпідвальних будівель), фундаменти мілкового закладання, а також палиові фундаменти (рис. 18.12), розвиваються деформації несучих конструкцій верхньої будови.

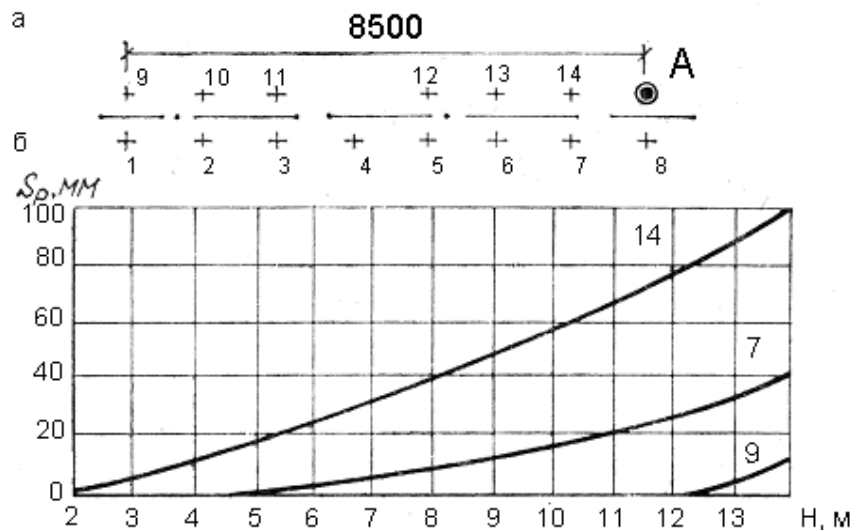


Рисунок 18.12 – Підйом раніше забитих паль під час занурення паль:
а – план розміщення паль; *б* – підйом паль; *А* – паля що занурюється;
1-14 – номери паль

Несуча здатність раніше забитих паль залежить від їх підйому під час занурення наступних паль. Це пояснюється тим, що паля під час занурення в ґрунт видавлює його в боки, а оскільки опір ґрунту зсуву в боки в низці випадків більше, ніж вгору, то ґрунт видавлюється вгору, тягнучи за собою раніше забиті палі (рис. 18.12, б). У палі, піднятій ґрунтом, контакт між нижнім кінцем і ґрунтом порушується. Порожнина під вістрям, заповнюється ґрунтом із порушеною структурою, стисливість якого набагато більше, ніж ґрунту в природному стані.

Величина підйому раніше забитих паль залежить від показника текучості ґрунту, розмірів занурених паль, щільності пального поля, ґрунтових умов, швидкості та способу занурення та ін. На рисунку 18.12, б показаний підйом паль на одному з майданчиків під час забивання паль *А* на різну глибину.

Коливання ґрунту під час забивання паль та осадки поряд розташованих будівель залежать від глибини занурення паль, відстані до точки реєстрації коливань, висоти падіння молота, частоти скидання, а також «відпочинку» паль у процесі їхнього занурення. Зважаючи на це, останніми роками під час зведення фундаментів поблизу існуючих будівель поряд із використанням пального фундаментів поширилися методи «стіна в ґрунті» і «опускного» колодезя. Для утримання стінок

котловану від руйнування стали застосовувати ґрунтові анкери. Приклади їхнього використання наведені у главі 14.4.

Як вже зазначалося, проектування фундаментів нової будівлі поблизу існуючого пов'язано з розрахунками основ обох будівельних об'єктів. Якщо результати розрахунків підтверджують умову $s \leq s_u$ та $s_{ad} < s_{ad,u}$, тоді між новими та існуючими фундаментами достатньо передбачити осадовий шов. Розглядаючи тип проекрованої будівлі й стан існуючих поряд споруд за гранично допустимими деформаціями (табл. 18.5, 18.6), і якщо умова $s \leq s_u$; $s_{ad} < s_{ad,u}$ виконується, то можна приймати остаточне рішення про виконання найпростіших заходів у вигляді влаштування осадових швів. Водночас варто враховувати умови розташування нового будинку щодо існуючих. Так, якщо ґрунти на майданчику будівництва раніше не були завантажені яким-небудь навантаженням, то нова будівля в місці примикання до існуючого буде давати менші осадки, ніж на вільній території. Проте потрібно враховувати час навантаження цих ґрунтів – одночасне або з деяким розривом у часі (рис. 18.9).

Не варто влаштовувати підсипання на місці будівництва нової будівлі в період планування території, оскільки це може викликати додаткове осідання як існуючих, так і проектованих споруд.

Якщо тиск на ґрунт проекрованої будівлі не перевищує тисків від існуючих будівель, то його можна розташовувати на відстані $L > H_c$, де H_c – висота існуючої будівлі. За необхідності розташування фундаментів на відстані $L \geq 0,5 H_c$ враховують інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, конструкції фундаментів, спосіб розроблення ґрунту, порядок монтажу будівлі та інших факторів (рис. 18.13).

Найбільша нерівномірність осадки території, що примикає на відстані до $0,2 H_c$ забудовуваної, виявляється на відстані від будівлі, що зводиться.

Як видно з рисунку 18.13, у найбільш несприятливому становищі знаходиться зона А, на яку споруда, що зводиться, буде істотно впливати. На відстані 2,0 – 6,0 м для житлових безкаркасних будівель розвиваються найбільш значні пошкодження конструкцій, особливо в поздовжніх стінах. У зоні В виникають перекося конструкцій з утворенням у стінах похилих тріщин і крену будівлі.

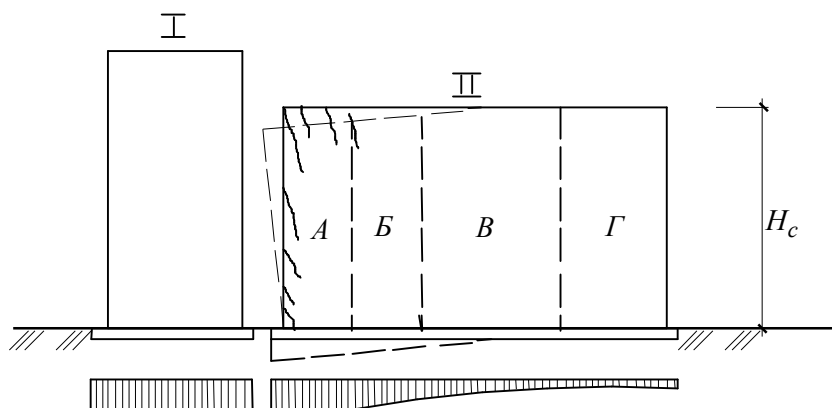


Рисунок 18.13 – Схема силового впливу будівлі, що будується (I) на вже існуюче (II), розташоване в межах воронки осідання

Залежно від очікуваних осад нового і додаткових осад існуючих будівель визначають мінімально припустимий розрив між краями нових та існуючих фундаментів. Якщо за архітектурно-планувальних міркувань виникає необхідність щільного примикання споруди, то варто передбачити влаштування осадочних швів у надземній частині та розриву між новими і старими фундаментами. У разі дотримання певних вимог, що забезпечують нормальну експлуатацію та проведення будівельних робіт, можна допускати щільне примикання до існуючих будівель. Однак небажано примикання складних у плані будинків до існуючих (рис. 18.14). Краще розташовувати нові стрічкові фундаменти перпендикулярно до лінії примикання.

Якщо нова і стара будівля примикають одна до одної торцями, то додатковий осад основи існуючої будівлі призводить до зміни форми вигину торця, а у разі значного розвитку осаду на торцевій ділянці цієї будівлі може утворитися вигин (рис. 18.14, а).

Якщо очікувані додаткові осадки існуючих будівель перевершують $s_{ad,u}$ (табл. 18.5), потрібно зменшити додаткову осадку, тобто знизити вплив будівлі, що будується на існуючу. Для цього необхідно приймати такі заходи:

- між новою і старою будівлями влаштовувати шпунтову стінку;
- передати навантаження від нової будівлі на основу підстилаючих ґрунтів палями різних конструкцій;
- провести підсилення ґрунтової основи методами силікатизації, смолізації та ін.;

- провести посилення конструкцій існуючих будівель із розрахунку очікуваних нерівномірних осад;
- передбачити заходи із вирівнювання (виправлення) ділянок старої будівлі в разі додаткової осад.

Для будівель з ушкодженнями (табл. 18.6) другої і третьої категорії та зносом більше 40 % нове будівництво без наведених вище заходів неприпустимо.

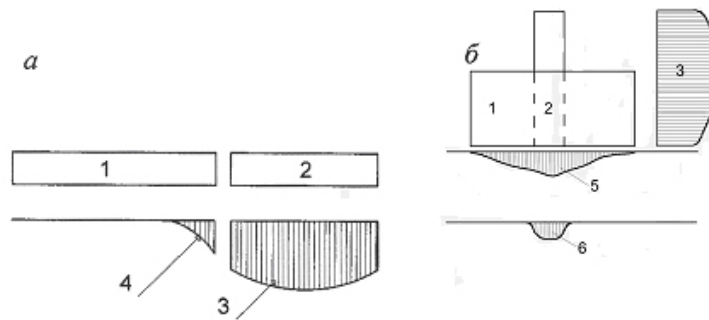


Рисунок 18.14 – Розвиток додаткових осад за різного влаштування примикання будівель: *а* – торцями; *б* – до поздовжньої стіни: 1 – існуюча будівля; 2 – нова будівля; 3 – епюра осад нової будівлі; 4 – епюра додаткової осад старої будівлі; 5 – те саме по вісі *Б*; 6 – те саме по вісі *А*

Під час призначення ширини осадового шва t_j між стінами нового та існуючого в розрахунок приймається тільки нахил конструкцій існуючої будівлі зважаючи на її висоту (рис. 18.15).

Залежно від характеру переміщення раніше побудованого будинку, типу фундаменту і конструкції практикується консольне примикання до існуючих фундаментів нових будівель (рис. 18.16).

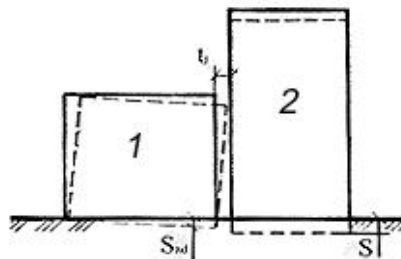


Рисунок 18.15 – Визначення ширини осадового шва між будівлями: 1 – будівля ранньої споруди; 2 – нова будівля

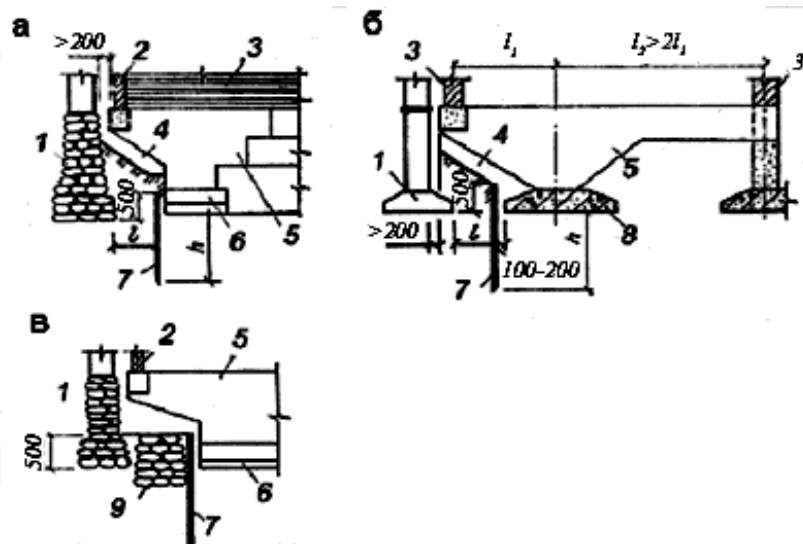


Рисунок 18.16 – Консольне примикання до існуючих фундаментів нових будівель: *а* – із поздовжніми несучими стінами; *б* – із поперечними несучими стінами; *в* – зі збереженням фундаменту розібраної будівлі:
 1 – існуючий фундамент; 2 – захисна стіна; 3 – стіна; 4 – зазор;
 5 – монолітна частина стіни фундаменту з консоллю; 6 – розширення підшви фундаменту; 7 – шпунт; 8 – поперечний стрічковий фундамент;
 9 – збережена частина старого фундаменту

Застосування роз'єднувального шпунту 3 (рис. 18.18) є однією з форм захисту конструкцій існуючих будівель. Роз'єднувальний шпунт у місці примикання будівель є важливим елементом, що підвищує стійкість основи, хоча влаштування коштує дорого та вимагає значної кількості металу.

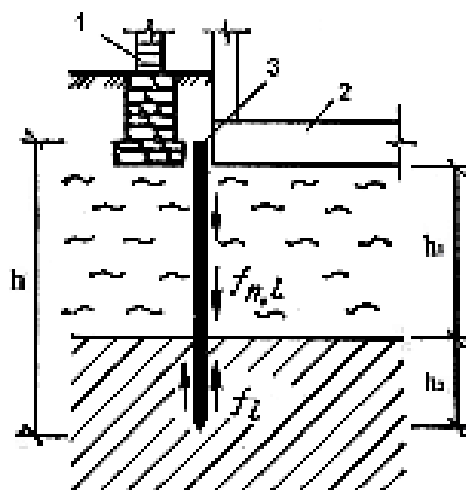


Рисунок 18.17 – Роз'єднувальна шпунтова стінка: 1 – фундамент існуючої будівлі; 2 – фундамент споруджуваної будівлі; 3 – роз'єднувальний шпунт

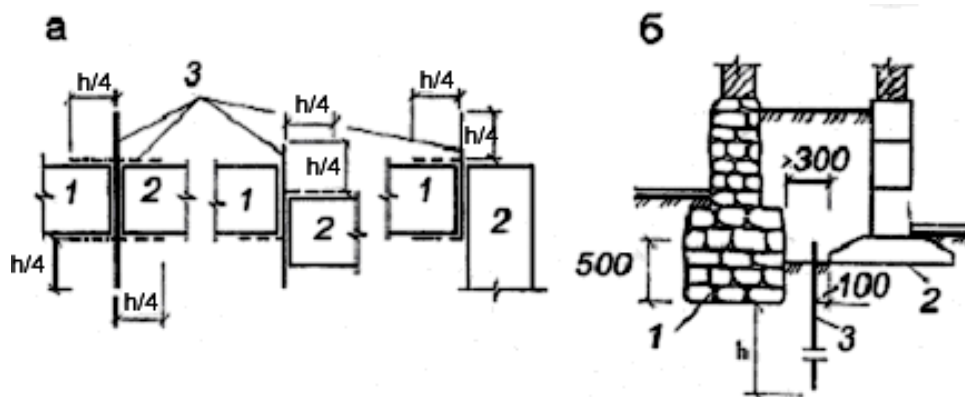


Рисунок 18.18 – Розташування роз'єднувальної шпунтової стінки:
а – план (суцільна, пунктирна і штрихпунктирна лінії – різні варіанти); *б* –
 розріз; 1 – існуюча будівля; 2 – споруджуваний будинок;
 3 – роз'єднувальний шпунт

За допомогою шпунтових огорожень забезпечують:

- стабілізацію рівня підземних вод на вихідних відмітках під час водовідливу з котлованів, запобігання розвитку пливунних явищ і суфозії;
- значне зменшення додаткових осад території навколо проектованої будівлі.

Роз'єднувальну шпунтову стінку влаштовують уздовж лінії примикання до існуючої будівлі (рис. 18.17 – 18.18). Вона повинна входити в щільний шар ґрунту на глибину, за якої сили тертя, що утримують шпунт від видавлювання, були б більше сил негативного тертя, що викликають переміщення його у ґрунт основи.

18.5 Основні методи підсилення основ та фундаментів

Якщо перевіірочні розрахунки та результати обстежень свідчать про необхідність підсилення фундаментів або ґрунтів основи, тоді розпочинають вибір заходів, які дозволять провести підсилення з мінімальними витратами. Існує кілька прийомів підсилення основ і фундаментів. До них належать: розширення підшви, збільшення глибини її залягання, пересадка фундаменту на палі, повернення фундаменту, зміщеного в бік, у проектне положення; закріплення кладки фундаменту, взяття кладки в обійму, закріплення ґрунтів основи.

Вибираючи спосіб підсилення фундаментів або ґрунтів, потрібно враховувати стан будівлі або споруди в цілому: умови експлуатації,

передбачувані особливості роботи фундаменту залежно від збільшення навантажень, призначення функціонування будівлі в комплексі з місцевими умовами (вплив сусідніх будівель і споруд, транспорту, проходження комунікацій тощо). У всіх випадках прийнята технологія підсилення повинна забезпечувати тривалу і надійну експлуатацію будівлі зважаючи на геотехнічний прогноз.

Якщо при обстеженні фундаменту виявлено його незадовільний стан (механічні пошкодження, наявність тріщин, розшарування та розтріскування тіла) фундамент доцільно зміцнити шляхом ін'єкції цементного розчину або синтетичними смолами. Для цього в тілі фундаменту бурять перфораторами шпури або пробивають отвори для установки ін'єкторів. Відстань між ними вздовж стрічкового фундаменту має бути 50 – 100 см, глибина занурення ін'єктора у кладку – до половини ширини фундаменту. В отвір вводять ін'єктор, через який під тиском 0,2 – 0,6 МПа нагнітають рідкий цементний розчин. Розчин заповнює простір навколо ін'єктора діаметром 0,6 – 1,2 м (рис. 18.19). Зазвичай кількість точок ін'єкції залежить від ступеня руйнування кладки фундаменту.

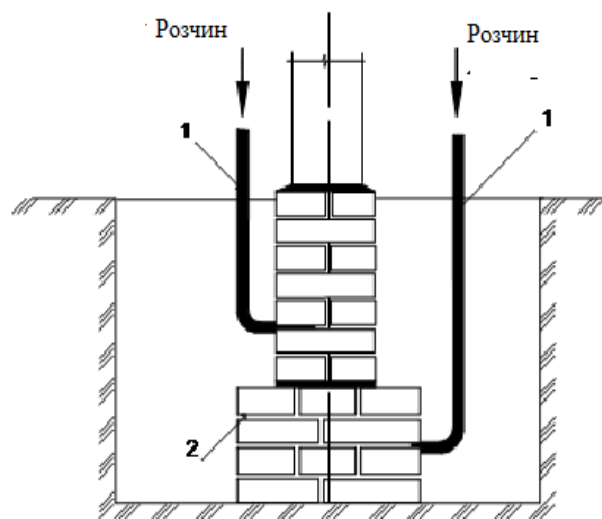


Рисунок 18.19 – Зміцнення кладки старого фундаменту:

1 – ін'єктор; 2 – шви кладки

Роботу із закріплення тіла фундаменту ведуть захватками довжиною 2,0 – 2,5 м, нагнітання триває до того часу, поки протягом останніх 10 – 15 хв розчин вже поглинається тілом фундаменту. Консистенція

використовуваних розчинів (цемент – вода) повинна відповідати співвідношенню 1:1 при марці цементу 300 – 400.

Під час реконструкції часто виникає необхідність у більш капітальних роботах щодо зміцнення деформованих або ослаблених фундаментів, коли потрібно провести суцільне бетонування з додатковим армуванням. Бетонування може здійснюватися як з одного, так і з двох боків (рис. 18.20, б), разом із тим можливе розширення фундаменту на 20 – 30 см із кожного боку.

Щоб нестиснені навантаженням ґрунти основи під розширеною частиною фундаменту включилися в роботу, необхідно підвищити їхню несучу здатність. Це досягається шляхом утрамбування в ґрунт щебеню або гравелистого піску, який укладають шарами товщиною 5 – 10 см.

Для зв'язку з фундаментом обойму анкерують стрижнями діаметром 20 мм (рис. 18.20, б) через 1,0 – 1,5 м. Залізобетонну обойму армують сіткою з секціями розміром 15 * 15 см з нижнього боку та 10 * 10 см – у верхній частині. Стійки обойми виконують з куточків або швелера. Один кінець стійок закладають у бетонну підлогу підвалу, інший приварюють до анкерів. Анкери кріплять у тіло фундаменту.

При влаштуванні обойм стежать за забезпеченням міцного зчеплення нового бетону зі старим. Для цього очищують поверхню підсилюваного фундаменту від пилу, сажі, масла, хімічних речовин шляхом промивання водою або хімічним складом, механічним обробленням поверхні для забезпечення її жорсткості.

Для підсилення залізобетонних фундаментів потрібно також перевірити стан арматури після розтяг захисного шару бетону, для чого шляхом простукування встановити якість зчеплення арматури з бетоном. Для кращого зчеплення старого бетону з новим його треба очистити на глибину 1,0 – 1,5 см. Очищену поверхню зволожують, підсушують і бетонують, формуючи бетонну обойму.

Під час реконструкції промислових будівель часто виникає необхідність посилення експлуатованих і пошкоджених тріщинами фундаментів під нове технічне обладнання або для установки машин із динамічними навантаженнями. У цьому разі усунення виявлених дефектів пов'язане зі значними труднощами, пов'язаними із зупинкою виробництва для ремонту фундаментів. Спочатку проводять оброблення тріщин шириною 35 – 40 мм дисковою пилкою або відбійним молотком на

глибину 60 – 70 мм. Уздовж оброблених тріщин перфоратором пробурюють отвори з кроком 0,5 – 0,7 м на глибину 100 – 150 мм, у які встановлюють ін'єктори з металевих трубок. Трубки з поверхні фундаменту герметизують розчином на цементі марки 400. Після твердіння розчину проводять продувку тріщин гарячим водяним паром для видалення масел і хімічних забруднювачів, після чого сушать. Потім тріщини під тиском 0,6 – 1,2 МПа заповнюють синтетичними смолами. За недостатньої несучій здатності ґрунтів основи збільшують площу фундаментів. Для цього підсилюваний стрічковий фундамент розбивають на захватки довжиною 1,5 – 2,0 м. На цих ділянках риють вручну траншеї шириною 1,2 – 2,0 м до підшови.

Після цього у фундамент забивають металеві штирі, встановлюють опалубку і бетонують розширення (рис. 18.20, *б, г*). Навколо фундаменту можуть виявитися розпушені або сильно зволожені ділянки ґрунту, тому їх попередньо ущільнюють, утрамбовуючи щебінь або гравій.

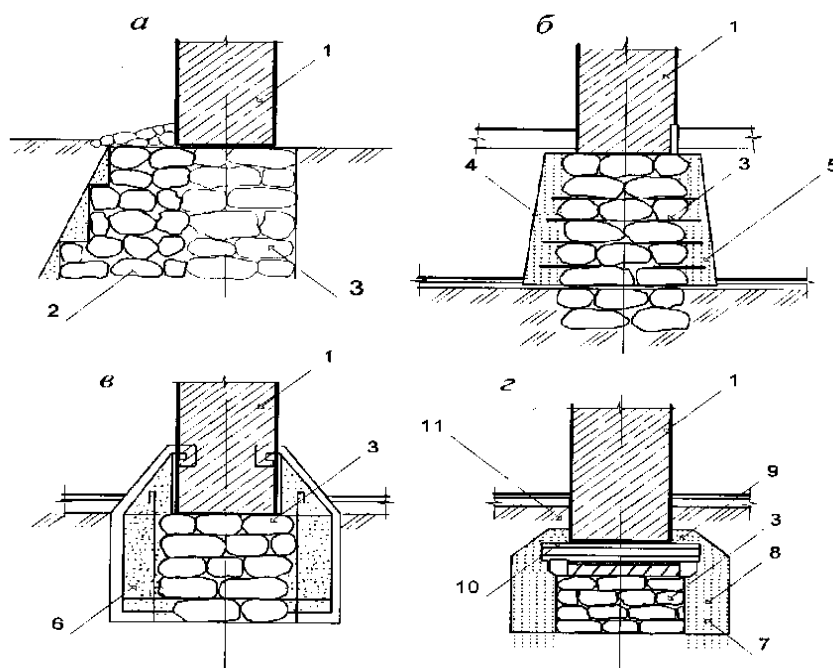


Рисунок 18.20 – Традиційні технології підсилення фундаментів:

- а* – додаткова кладка вперев'язку; *б, г* – бетонними обоймами;
- в* – залізобетонними обоймами; *1* – стіна; *2* – нова кладка вперев'язку зі старої; *3* – стара кладка; *4* – металеві штирі; *5* – бетонна обойма;
- б* – залізобетонна обойма; *7* – щебенева підготовка; *8* – бетонні банкетки;
- 9* – робоча балка; *10* – розподільна балка; *11* – зачеканка литим бетоном

Метод попереднього ущільнення ґрунтів (рис. 18.21), полягає у встановленні з двох боків існуючого фундаменту додаткових збірних залізобетонних блоків уширення, нижню частину яких стягують анкерами з арматурної сталі, пропущеними крізь блоки та існуючі фундаменти. Верхню частину блоків розтискають забивними клинами або домкратами. У результаті блоки повертаються навколо нижньої закріпленої анкерами точки і своєю підшовою обжимають неущільнений ґрунт нової основи.

За недостатньої несучої здатності ґрунтів основи збільшують площу фундаментів шляхом додаткового розширення їхніх розмірів бетонними обоймами (рис. 18.20). Для цього необхідно поєднати існуючий фундамент з додатковими елементами – обоймами, банкетками.

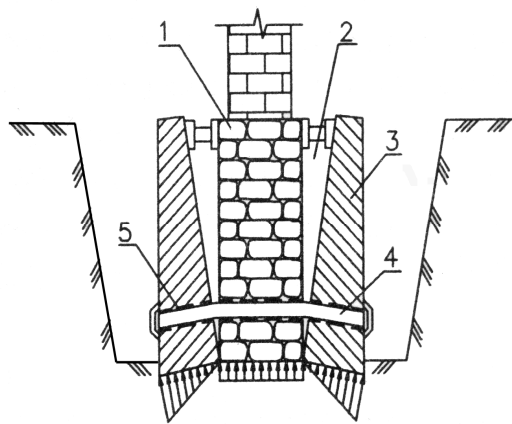


Рисунок 18.21 – Підсилення фундаментів додатковими блоками, обжимаються ґрунти основи за їхнього повороту:
1 – існуючий фундамент; 2 – щілина, що утворюється під час повороту блоків; 3 – залізобетонний блок; 4 – анкерне кріплення;
5 – отвори для анкерів

Підшову окремо розташованих фундаментів опор доцільно розширювати одночасно з улаштуванням обойми навколо колони. Цю обойму виконують з металу.

У світовій і вітчизняній практиці широко застосовуються технології підсилення основ і фундаментів, в основу яких покладена висока ступінь механізації робіт. У кожному конкретному випадку можуть бути підібрані технологічні прийоми залежно від ґрунтових умов, конструктивних особливостей будівлі, розташування підземних комунікацій, прокладки метро, а також гідрогеологічних умов майданчика.

Один із таких технологічних прийомів полягає у підведенні на рівні підвалу залізобетонної плити 2 (рис. 18.22, *а*), закріпленої в тілі фундаменту. Щоб плита включилася в роботу, під неї ін'єктують цементний розчин для обпресування верхніх шарів ґрунту або з'єднують з палями, зануреними в ґрунт (рис. 18.22, *б*).

Підводка під будівлю фундаментної плити знімає тиск на ґрунти і є одним із ефективних способів збільшення площі фундаментів. У низці випадків опорну площу фундаментів можна збільшити завдяки збірним плитам, що влаштовуються в підвалі будівлі (рис. 18.23, *а*). Водночас навантаження на плити передаються через рамні конструкції, що впираються в перекриття. Недоліком цього способу є проведення робіт у затиснених умовах і обмежене застосування спеціального обладнання під час монтажу.

В окремих випадках можуть бути використана конструкція у вигляді виносних консолей і залізобетонних плит (рис. 18.23, *б*), а також влаштування короткої палі-шпори і залізобетонної плити.

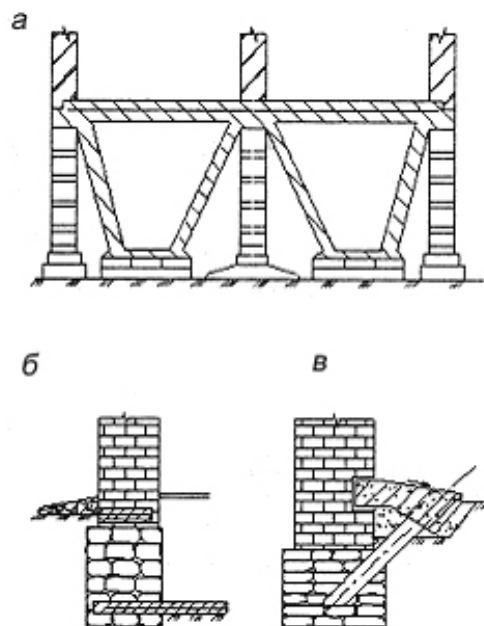


Рисунок 18.23 – Удосконалені методи підсилення фундаментів на основі традиційних: *а* – конструкція з збірних або монолітних рам у підвалі; *б, в* – виносні консолі і плити

Щоб виключити небажані для існуючих будівель динамічні впливи, застосовують занурення елементів палі вдавленням (рис. 18.24, *а, б*). У

Фінляндії, Швеції, Угорщині використовують багатосекційні палі типу «Мега» для підсилення основ і фундаментів. Вони можуть бути круглого або квадратного перерізу з масою елемента до 100 кг, довжиною до 100 см. В обмежених умовах їх можна легко переміщати перекочуванням. Нижній, перший елемент із загостреним наконечником занурюють домкратом. Як упор використовується розподільна залізобетонна балка.

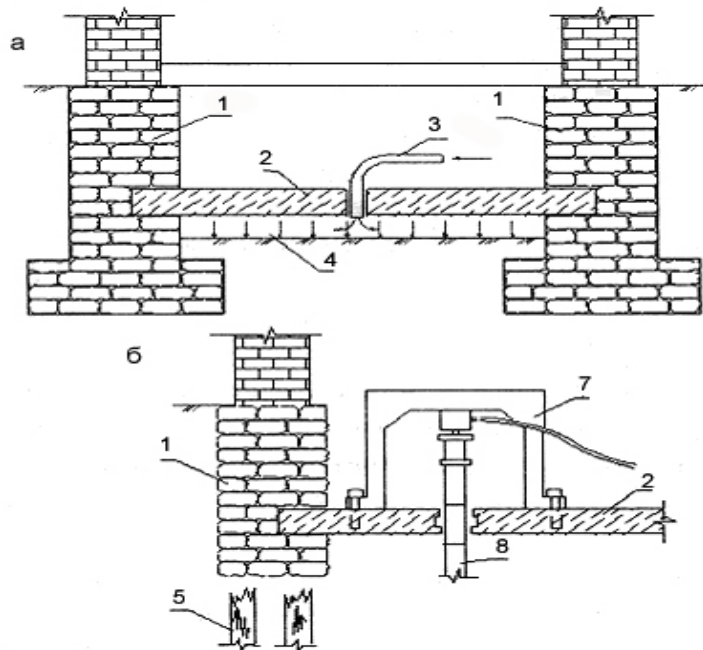


Рисунок 18.24 – Збільшення опорної площі за допомогою монолітної залізобетонної плити: *а* – з обпресуванням ґрунту; *б* – з підведенням багатосекційних паль вдавлювання; *1* – існуючий фундамент; *2* – залізобетонна плита; *3* – труба для ін'єкції розширювального цементного розчину; *4* – цементний розчин між плитою та ґрунтом; *5* – згнилі дерев'яні палі; *6* – домкрат; *7* – опорне коромисло; *8* – вдавлювані палі

Нарощування збірних стикованих елементів здійснюють до тих пір, поки вістря не досягне щільних ґрунтів, що забезпечує необхідну несучу здатність системи в цілому. Після занурення палі до проектної позначки під навантаженням, що перевищує розрахункову у 1,5 – 1,8 рази, її заклинюють спеціальними стійками.

У практиці посилення широко застосовують вертикальні й похилі буроін'єкційні палі (рис. 18.25, *в*). За кордоном вони відомі як коренеподібні, оскільки по довжині мають нерівну поверхню. Технологія

робіт з ними полягає у такому. Бурять свердловину діаметром 80 – 250 мм. Вертикальні або похилі свердловини виконують верстатами обертального буріння безпосередньо через стіни і фундаменти підсилюючих споруд прямо з тротуару. Є великий вибір малогабаритних бурових верстатів, які можуть бути використані для цих цілей.

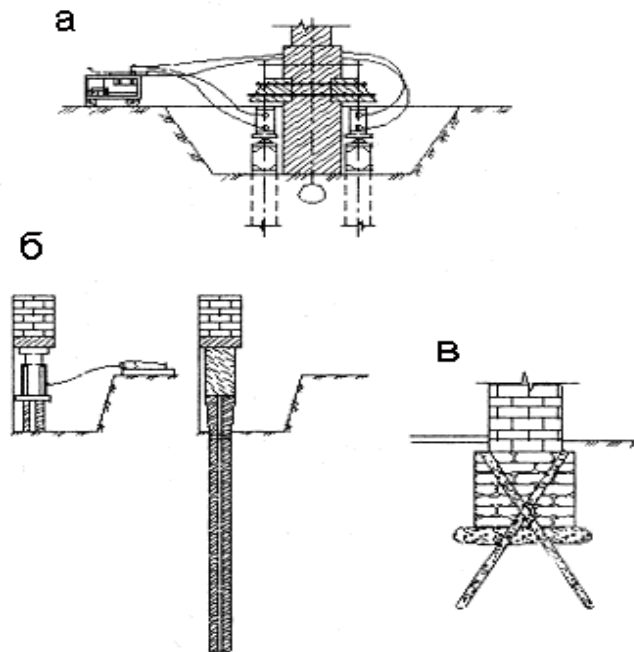


Рисунок 18.25 – Підсилення фундаментів із застосуванням паль:
а – багатосекційні палі з двосторонньою балкою-упором; *б* – вдавлювання паль під стіну або підшву фундаменту; *в* – буроін'єкційні палі з контактним шаром

Після буріння до проектної глибини буровий механізм виймають, пустоту заповнюють глиняним розчином, секціями опускають арматурний каркас. Потім у свердловину опускають ін'єкційну трубу діаметром 25 – 30 мм секціями довжиною 100 – 250 см, з'єднаних муфтами, і під тиском закачують цементно-піщаний розчин. Глинистий розчин із свердловини витісняється, свердловина з цементно-піщаним розчином опресовується стисненим повітрям. Таким методом були успішно реконструйовані будівлі МХАТ і Державної Трет'яковської галереї в Москві, низка споруд в Санкт-Петербурзі і в Україні (Київ, Львів).

Вищенаведений метод підсилення основ і фундаментів дозволяє, використовуючи малогабаритне обладнання, вести роботи в приміщеннях, не ускладнюючи їхнє функціонування за мінімальних трудозатрат, із

низькою витратою матеріалів. Разом із тим цей метод має і недоліки. До них належать:

- недостатньо вивчена робота паль у слабких ґрунтах;
- низька несуча здатність цих паль через невеликі габарити – діаметру і довжини;
- невизначеність форми і перерізів по довжині палі.

Перспективним є метод струменевої технології (рис. 18.26). Послідовність технологічних процесів за цим методом полягає у такому. Спочатку бурять свердловину 1, у яку занурюють ін'єктор 2 зі спеціальною насадкою з отворами (сопло), подають під великим тиском (100 МПа) ін'єкційний розчин, ін'єктор поступово піднімають з одночасним його обертанням, у результаті чого формується паля заданого діаметру або стінка з паль. Усі елементи обладнання монтуються на самохідній установці з підвідними трубопроводами та локально розташованими: компресором, насосом, розчинонасосом, ємностями цементу і піску.

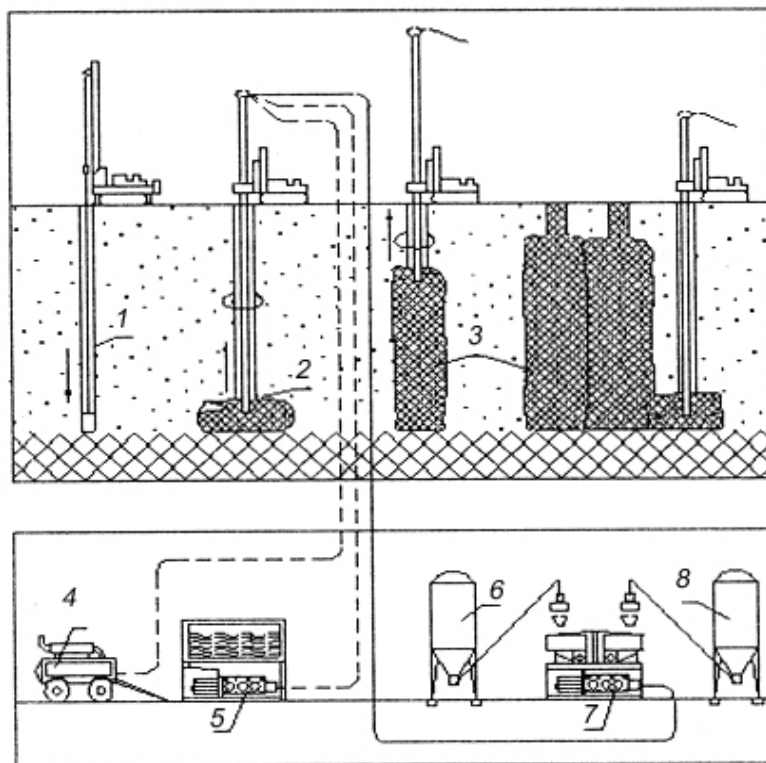


Рисунок 18.26 – Схема обладнання стінки із паль з використанням струмінної технології (jet grouting): 1 – свердловина до щільних ґрунтів; 2 – ін'єктор; 3 – формована паля; 4 – компресор; 5 – насос для подачі води; 6 – ємності цементу і піску; 7 – розчинонасос

Перевага струминної технології є очевидною порівняно з іншими методами, оскільки вона дозволяє проводити роботи в будь-яких несприятливих ґрунтових та обмежених умовах, екологічно чистими компонентами.

Варто зазначити, що останні три методи використовуються під час робіт, пов'язаних із посиленням і реконструкцією будівель і споруд в умовах нового будівництва, особливо в забудованій частині міста.

Аналіз методів підсилення та реконструкції будівель і споруд був би неповним без щільних фундаментів, які можна використовувати під час реконструкції діючих підприємств в обмежених умовах, особливо у випадках, коли динамічні впливи небажаної поблизу існуючих будівель, споруд і комунікацій.

Додаток А

ОСНОВНІ ЛІТЕРНІ ПОЗНАЧЕННЯ ПРИЙНЯТИХ ВЕЛИЧИН

1. Коефіцієнти і функції:

k_f	– коефіцієнт розм'якшення глинистих ґрунтів;
e	– коефіцієнт пористості ґрунтів;
μ	– коефіцієнт водовіддачі;
k_{sat}	– коефіцієнт розм'якшення ґрунту;
a_k	– коефіцієнт компресії;
e_n	– початковий коефіцієнт пористості;
a_o	– коефіцієнт відносної стисливості;
k_ϕ	– коефіцієнт фільтрації;
α	– коефіцієнт відносної деформації;
ξ	– коефіцієнт бічного тиску;
ω	– коефіцієнт, що залежить від форми майданчика і положення розглянутої точки;
ν	– коефіцієнт Пуассона (середньозважене значення стисливості);
c_v	– коефіцієнт консолідації;
M_γ, M_q	– коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту (φ)
M_c	під подошвою фундаменту;
$k_{уст}$	– коефіцієнт стійкості та надійності в умовах ковзання;
λ_a, λ_p	– коефіцієнт активного і пасивного тиску ґрунту;
η	– коефіцієнт в'язкості;
k_h	– коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі на глибину промерзання фундаментів зовнішніх стін;
M_t	– безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі середньомісячних негативних температур за зиму в певному районі;
γ_{c1}, γ_{c2}	– коефіцієнти умови роботи ґрунтової основи і будівлі;
k	– коефіцієнт, що враховує спосіб визначення характеристик міцності ґрунту (C, φ);
k_z	– коефіцієнт, що залежить від розмірів подошви фундаменту;
$\gamma_c=1$	– коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті;
$\varphi_p=0.8\div 1.0$	– коефіцієнт умови роботи ростверку, залежно від типу (високий, низький)

$\gamma_{\text{св. б}}$	– коефіцієнт умови роботи бетону в пальовому фундаменті;
$\gamma_{\text{с}}$	– коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті;
$\gamma_{\text{г}}$	– коефіцієнт надійності ґрунтової основи;
$\gamma_{\text{CR}}, \gamma_{\text{с+}}$	– коефіцієнт умови роботи у ґрунті, відповідно під нижнім конусом і на бічній поверхні палі, залежно від способу занурення;
γ_{k}	– коефіцієнт надійності, приймається залежно від способу визначення несучої здатності палі;
ϵ	– коефіцієнт відновлення удару молота під час забивання паль;
η	– коефіцієнт, що враховує пружні властивості матеріалу палі;
$\gamma_{\text{с}}$	– коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті;
$\gamma_{\text{с+}}$	– коефіцієнт умови роботи ґрунту на бічній поверхні палі;
ϵ_{n}	– коефіцієнт просідання;
$A_{\text{i, п, б}}$	– коефіцієнти відтавання і стисливості;
$\xi_{\text{q}}, \xi_{\text{с}}, \xi_{\gamma}$	– коефіцієнти, що враховують форму фундаменту в плані, в умовах сейсмічності;
$C_{\text{z}}, C_{\varphi}, C_{\psi}, C_{\text{x}}$	– коефіцієнти деформації під час дії динамічних навантажень;
Ω_1, Ω_2	– безрозмірні коефіцієнти, які використовуються під час розрахунку фундаментів в умовах сейсмічності;
$\gamma_{\text{с.ед}}$	– сейсмічний коефіцієнт умови роботи, що приймається рівним 1.0; 0.8; 0.6 залежно від категорії ґрунтів у районі сейсмічності;
F_1, F_2, F_3	– коефіцієнти несучої здатності ґрунтів, залежні від розрахункових значень кута внутрішнього тертя, питомої ваги ґрунту (γ) під час розрахунку фундаменту на сейсмічність;
K_{h}	– коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі на ґрунт.

2. Характеристики ґрунтів та інших матеріалів:

p_{H}	– водневий показник	–;
φ	– кут внутрішнього тертя ґрунту	(град);
ρ_{s}	– щільність частинок ґрунту	т/м ³ ;
ρ	– щільність ґрунту	т/м ³ ;
W	– вологість ґрунту	–;
C	– питоме зчеплення ґрунту	кПа;
W_0	– природна вологість ґрунту	–;
W_{r}	– гігроскопічна вологість ґрунту	–;
W_{m}	– максимальна молекулярна вологість ґрунту	–;

ρ_d	– щільність сухого ґрунту	т/м ³ ;
n	– пористість ґрунту	–;
S_r	– ступінь вологості	–;
$d_{60}; d_{10}$	– ефективні діаметри частинок ґрунту	мм;
W_L	– вологість на межі текучості глинистих ґрунтів	–;
W_p	– вологість на межі розкочування глинистих ґрунтів	–;
I_p	– число пластичності глинистих ґрунтів	–;
I_L	– показник текучості глинистих ґрунтів	–;
Π	– показник просідання	–;
m	– маса ґрунту	–;
ρ	– щільність води	кН/м ³ ;
U	– ступінь неоднорідності ґрунтів	–;
E	– модуль деформації ґрунту	МПа:кПа;
φ	– кут внутрішнього тертя ґрунту	(град).

3. Навантаження, внутрішні зусилля, реактивні сили, маса елементів

σ	– початковий тиск	кПа;
P_c	– тиск зв'язності	кПа;
σ_w	– поровий тиск	кПа;
$f_{з.с.}$	– опір тертя ґрунту на бічній поверхні зонда, палі	кПа;
f	– опір ґрунту на бічній поверхні палі	кПа;
$T_{сдв.}$	– зсувна та	
$T_{уд.}$	утримувальна сили	кПа;
$M_{сдв.}$	– моменти зсувних і	
$M_{уд.}$	утримувальних сил	кН·м;
$F_v(f_v)$	– вертикальне (або погонне) зосереджене навантаження на рівні обрізу фундаментів	кН (кН·м);
F_d	– несуча здатність одиночної палі по ґрунту	кН;
R	– розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі	кН;
E_d	– розрахункова енергія удару молота	–;
m_1	– маса молота або віброзанурювачі	т;
m_2	– маса палі й оголовника	т;
m_3	– маса подбавка	т;
G	– маса ударної частини молота	т;
m_n	– загальна маса установки за динамічного завантаження	т;

$Q_1; Q_2$ – розрахункова вага частин машини і вага фундаменту

кН.

4. Напруги, опору ґрунтів та інших матеріалів:

R_c	– межа міцності скельних порід на стиск	кПа;
R_n	– питомий опір ґрунту за penetрації	кПа;а
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	– нормальні напруження в ґрунті	кПа,кН·м ² ;
τ_x, τ_y, τ_z	– дотичні напруження в ґрунті вздовж вісей x, y, z	кПа;
R_g	– умовний динамічний опір ґрунту за комбінованого зондування	кПа;
R_0	– умовний розрахунковий опір ґрунту	кПа;
$M_{кр}$	– крутний момент під час обертання комбінованого зонда	кН·м;
$M_{бок}$	– момент опору ґрунту на бічній поверхні комбінованого зонда при його обертанні	кПа;
C	– розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту	кПа;
R_0'	– табличне значення розрахункового опору ґрунту	кПа;
$\sigma_{гр}^n$	– додаткове вертикальне напруження по подошві k -го ґрунтового шару	кПа;
R_b	– розрахунковий опір бетону на стиск	кПа;
R_{sc}	– розрахунковий опір арматури на стиск	кПа;
f_i	– розрахунковий опір i -го шару ґрунту по бічній поверхні палі	кПа;
$F_{пр}^c$	– граничний опір під час занурення палі в ґрунт	кПа;
F_u	– приватне значення граничного опору забивної палі у місці випробування ґрунтів моделями паль	кПа;
R_{sp}	– граничний опір ґрунту під нижнім кінцем еталонної палі	кПа;
f_{cp}	– середнє значення граничного опору ґрунту на бічній поверхні еталонної палі;	кПа;
$F_{u, r}$	– граничний опір ґрунту від дії горизонтально прикладеного навантаження	кПа;

σ_z	– напруга від зовнішнього навантаження у зоні пальових фундаментів	кПа;
F_u	– опір ґрунту під подошвою опускного колодязя	кН;
R_{cp}	– міцність цегляної кладки на зріз	кПа;

5. Деформації основ і споруд

ϵ_x, ϵ_y	– лінійні деформації ґрунту вздовж відповідних вісей x, y, z	см (мм);
ϵ_z		
S_i	– осада елементарного шару ґрунту	см (мм);
ΔS	– сумарна осада всіх елементарних шарів	см (мм) ;
i	– край прямокутного фундаменту	см (мм) ;
s	– осад палі, штампа	мм;
s_1, s_2	– осад ґрунтової основи під центрами протилежних сторін подошви фундаменту	мм;
ξ	– граничне осідання штампа (палі)	мм;
S_a, ρ_2	– залишкова відмова палі від одного удару	мм;
S	– осада стрічкових пальових фундаментів	мм;

6. Геометричні характеристики:

d_f	– глибина закладання фундаменту	(м);
b	– ширина подошви фундаменту	(м);
A_p	– площа фільтрувального перерізу	(см ²);
H_1, H_2	– висота напору в групі	м;
L	– довжина ділянки	м;
H	– товщина стисливого шару	см;
$H_{кр}$	– критична висота вертикального укосу	м;
d_w	– рівень ґрунтових вод	м (см);
d_f	– розрахункова глибина промерзання	м;
d_{fn}	– нормативна глибина промерзання	м;
d_b	– розрахункове значення глибини підвалу	м;
d_0	– фактична глибина промерзання	м;
A	– площа подошви фундаменту	м ² ;
l	– відстань між точками, у яких визначається осада	м;
A_6	– площа поперечного перерізу бетону	м ² ;
A_s	– площа поперечного перерізу арматури	см ² ;
A	– площа поперечного перерізу палі	см ² ;

U	– зовнішній розмір поперечного перерізу палі	(см);
h_i	– товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі	см;
H	– висота падіння молота	м;
h	– висота відскоку ударної частини молота	м;
l	– глибина занурення забивної палі	(м);
u	– периметр поперечного перерізу палі	(м);
$h_i^{\text{п}}, h_i^{\text{г}}$	– товщини шарів, відповідних піщаних і пилувато-глинистих ґрунтів	(м);
e	– ексцентриситет	см;
b_k	– товщина цегляної або великоблочної кладки	см;
L_{cb}	– розрахунковий проліт ростверку	м;
S_k	– відстань від краю ростверку до краю вісі	см
H_p	– висота ростверку	м
a_p, b_p, h	– розміри підшви ростверку	м
l_c	– глибина занурення палі в ґрунт	м;
$t_1, t_2..t_n$	– товщини шарів ґрунту	м;
$a_{\text{мп}}$	– відстань між палями	м;
b_k	– пошукова ширина піщаної подушки	м;
$h_{\text{п}}$	– прийнята висота піщаної подушки	м;
S_i	– величина ущільненої зони	мм
A_w	– площа основи колодязя	м ² ;
S_{si}	– загальна просадка	мм;
A_s	– площа поперечного перерізу ґрунтових паль	м ² ;
H_s	– довжина ґрунтової палі	м;
S'_{sw}	– величина відносного набухання ґрунту	м;
$h_{\text{ат}}$	– висота повного водонасичення ґрунту	м;
e_I, e_{II}	– ексцентриситети	мм;

7. Фізичні та інші величини:

I	– гідравлічний градієнт	–;
V_0	– швидкість фільтрації	см/с;
A	– амплітуда коливань	мм;
A_r	– гранично допустима амплітуда коливань	м, мм;
t	– час	с, хв, год;
Q	– обсяг фільтрованої води	м ³ .

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Абелев Ю. М. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах / Ю. М. Абелев, В. И. Крутов. – М. : Госстройиздат, 1962. – 241 с.
2. Амарян Л. С. Прочность и деформируемость торфяных грунтов / Л. С. Амарян. – М. : Недра, 1969. – 193 с.
3. Безрук В. М. Геология и грунтоведение / В. М. Безрук. – М. : Недра, 1977. – 256 с.
4. Березанцев В. Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды / В. Г. Березанцев. – М. : Стройиздат, 1952. – 120 с.
5. Бугров А. К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / А. К. Бугров, Р. М. Нарбут, В. П. Сипидин. – М. : Стройиздат, 1987. – 184 с.
6. Винокуров Е. В. Интернациональный метод расчета оснований и фундаментов с помощью ЭВМ / Е. В. Винокуров. – Минск : Наука и техника, 1972. – 246 с.
7. Глотов Н. М. Строительство фундаментов глубокого заложения / Н. М. Глотов. – М. : Транспорт. – 248 с.
8. Горбунов-Посадов М. И. Расчет конструкций на упругом основании / М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова. – М. : Стройиздат, 1984. – 679с.
9. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Л. : Стройиздат, 1988. – 415 с.
10. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки та споруди на підроблюваних територіях і посадочних грунтах. – Чинний від 2000-07-01. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 63 с.
11. ДБН В.1.1-12-2006. Будівництво в сейсмічних районах. – Чинний від 2007-01-02. – Київ : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2007. – 78 с.
12. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. – Чинний від 2008-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.
13. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Чинний від 2009-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 75 с.

14. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. ЗМІНА № 1 (Пальові фундаменти). – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 57 с.
15. Денисов О. Г. Основания и фундаменты промышленных и гражданских зданий (с элементами грунтоведения и механики грунтов) / О. Г. Денисов. – М. : Высшая школа, 1968. – 375 с.
16. Друкер Д. Механика грунтов и пластический анализ или предельное проектирование / Д. Друкер, В. Прагер. – М. : Мир, 1975. – С. 166–177.
17. ДСТУ Б.В.2.1-2-96. Грунти. Класифікація. – Чинний від 1997-04-01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 32 с.
18. ДСТУ Б.В.2.1-3-96. Грунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. – Чинний від 1997-04-01. – Київ : Держкоммістобудування України, 1997. – 24 с.
19. ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 1997-04-01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 101 с.
20. ДСТУ Б.В.2.1-9-2002. Грунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. – Чинний від 2002-10-01. – Київ : Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2002. – 20 с.
21. ДСТУ Б.В.2.1-7-2000. Грунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 2001-03-01. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2001. – 80 с.
22. ДСТУ Б.А.1.1-25-94. Грунти. Терміни та визначення. – Чинний від 1994-10-01. – Київ : Мінбудархітектури України, 1994. – 46 с.
23. Зурнаджи В. Л. Механика грунтов, основания и фундаменты / В. Л. Зурнаджи, В. В. Николаев. – М. : Высшая школа, 1967. – 416 с.
24. Кандауров И. И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И. И. Кандауров. – М. ; Л. : Стройиздат, 1966. – 317 с.
25. Клемяционок П. Л. К вопросу об определении деформационных характеристик грунтов на стабилометрах / П. Л. Клемяционок // Надежность оснований транспортных сооружений : сб. трудов ПГУПС. – СПб., 1988. – 70 с.

26. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П. А. Коновалов. – М. : Стройиздат, 1988. – 287 с.
27. Конюхов А. В. Оптимизация конструктивных решений связевых каркасов одноэтажных промышленных зданий : дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения / А. В. Конюхов. – Харьков : ХНУСА, 2014. – 139 с.
28. Костерин Э. В. Основания и фундаменты / Э. В. Костерин. – М. : Высшая школа, 1990. – 430 с.
29. Котлов В. Ф. Антропогенные геологические процессы и явления на территории города / В. Ф. Котлов. – М. : Наука, 1972. – 170 с.
30. Лысенко М. П. Состав и физико-механические свойства грунтов / М. П. Лысенко. – М. : Недра, 1972. – 319 с.
31. Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н. Н. Маслов. – М. : Энергия, 1982. – 511 с.
32. Маслов Н. Н. Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства / Н. Н. Маслов. – М. : Стройиздат, 1984. – 302 с.
33. Махорин А. А. Особенности развития геологических процессов под влиянием техногенных процессов. / А. А. Махорин ; под ред. Е. М. Сергеева. // Теоретические основы инженерной геологии. Геологические основы – М. : Недра, 1985. – С. 219 – 229.
34. Месчан С. Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов / С. Р. Месчан. – М. : Недра, 1985. – 342 с.
35. Методы определения прочности глинистых пород / под ред. Г. К. Бондарика. – М. : Недра, 1972. – 216 с.
36. Молохов А. А. Практикум по геологии / А. А. Молохов. – М. : Высшая школа, 1996. – 227 с.
37. Основания и фундаменты / Л. Н. Шутенко, Ю. Т. Лупан, А. Г. Рудь и др. – Харьков : ХНАГХ, 2004 – 674 с.
38. Підпірна стінка : пат. № 65826А, Україна : МПК⁷ E02D29/02 / І. Я. Лучковський, О. В. Самородов ; Харків. держ. техн. ун-т буд-ва та архіт. – № 2003065118 ; заявл. 03.06.2003 ; опубл. 15.04.2004, Бюл. № 4. – 4 с.
39. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 2.02.01-83). – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.

40. Приклонский В. А. Грунтоведение / В. А. Приклонский. – М. : Гос. научн. техн. изд., 1955. – 430 с.
41. Рекомендации по определению параметров ползучести и консолидации грунтов лабораторными методами. – М. : Стройиздат, 1989. – 64 с.
42. Руководство по выбору проектных решений фундаментов. – М. : Стройиздат, 1984. – 150 с.
43. Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М. : Стройиздат, 1986. – 151 с.
44. Рыбин В. С. Проектирование фундаментов реконструируемых зданий / В. С. Рыбин. – М. : Стройиздат, 1990. – 296 с.
45. Самородов А. В. Внецентренно нагруженные фундаменты с вырезами по подошве : дисс. канд. техн. наук : 05.23.02 – основания и фундаменты / А. В. Самородов – Харьков : ХГТУСА, 2005. – 203 с.
46. Сергеев Е. М. Инженерная геология / Е. М. Сергеев. – М. : Изд. МГУ, 1982. – 248 с.
47. Сидоров Н. Н. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов / Н. Н. Сидоров, В. П. Сипидин. – Л. : Ленгостройиздат, 1972. – 136 с.
48. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. – Чинний від 1986-01-01. – М. : Госстрой СССР, 1986. – 79 с.
49. СНиП 2.01.09-91. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. – Чинний від 1992-01-01. – М. : Госстрой СССР, 1992. – 43 с.
50. СНиП 2.01-82. Строительная климатология и геофизика. – Чинний від 1984-01-01. – М. : Госстрой СССР, 1984. – 137 с.
51. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды / В. В. Соколовский. – М. : Гостехиздат, 1954. – 275 с.
52. Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с. : ил.
53. Сотников С. Н. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений / С. Н. Сотников, В. Г. Симагин, В. П. Вершинин. – М. : Стройиздат, 1986. – 93 с.
54. Справочник по инженерной геологии. – М. : Недра, 1981. – 325 с.
55. Основания и фундаменты : справочник / под ред. Г. И. Швецова. – М. : Высшая школа, 1991. – 383 с.

56. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М. : Стройиздат, 1985. – 479 с.
57. Стрічковий фундамент з повздовжнім вирізом по підшві : пат. № 100647 Україна : МПК⁹ E02D 27 / 01 / О. В. Самородов, І. Я. Лучковський, О. В. Конюхов, О. В. Кротов ; Харків. нац. ун-т буд.-ва та архіт. – № а201201118 ; заявл. 03.02.2012. ; опубл. 10.01.2013, Бюл. № 1. – 4 с.
58. Методы определения прочностных и деформационных характеристик грунтов и скальных пород : Учеб. Пособие для студентов спец. 1202 / МИСИ. Белгор. технол. ин-т строит. Материалов им. И. А. Гришманова; ред. Н. А. Цытович, З. Г. Тер-Мартirosян, С. Б. Ухов и др. // Технология строительного производства – Белгород : [б. н.], 1983. – 124 с. : ил. – Б. ц.
59. Терцаги К. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги, Р. Пек. – М. : Госстройиздат, 1958.
60. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги ; пер. с англ. ; под ред. Н. А. Цитовича. – М. : Недра, 1993. – 245 с.
61. Тетиор А. Н. Проектирование фундаментов : справочник / А. Н. Тетиор, В. И. Феклин, В. Г. Сургучев. – Киев : Будівельник, 1981. – 207 с.
62. Улицкий В. М. Геотехническое сопровождение реконструкции городов / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин. – М., 1999. – 325 с.
63. Ухов С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты / С. Б. Ухов. – М. : АСВ, 1994. – 524 с.
64. Фидаров М. И. Проектирование и возведение прерывистых фундаментов / М. И. Фидаров. – М. : Стройиздат, 1986. – 156 с. : ил.
65. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Т. II. / В. А. Флорин. – Л. ; М. : Госстройиздат, 1961. – 544 с.
66. Фундамент : а. с. 1738169 СССР : МКИ⁴ E 02 D 27/01 27/44 / Лучковский И. Я., Малый Э. Ю., Поволоцкая И. Р., Островский Б. С. (СССР). – № 4737430/33 ; заявл. 15.09.89 ; опубл. 30.08.92, Бюл. № 32. – 4 с.
67. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н. А. Цытович. – М. : Госстройиздат, 1963. – 225 с.
68. Цытович Н. А. Механика грунтов : краткий курс / Н. А. Цытович. – М. : Высшая школа, 1983. – 288 с.

69. Черников А. К. Теоретические основы геомеханики / А. К. Черников. – СПб. : Изд. ПГУПС. – М. : 1994. – 187 с.
70. Шутенко Л. Н. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование / Л. Н. Шутенко, А. Д. Гильман, Ю. Т. Лупан. – Киев : Выща школа, 1989. – 328 с.
71. Шутенко Л. Н. Свайные фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование / Л. Н. Шутенко, Ю. Т. Лупан, А. Г. Рудь. – Киев : УМК ВО, 1992. – 203 с.
72. Яковлев П. И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений / П. И. Яковлев. – М. : Транспорт, 1986. – 191 с.

Навчальне видання

ШУТЕНКО Леонід Миколайович,
РУДЬ Олександр Григорович,
КІЧАЄВА Оксана Володимирівна,
САМОРОДОВ Олександр Віталійович,
ГАВРИЛЮК Ольга Володимирівна

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ, ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

ПІДРУЧНИК

Відповідальний за випуск *О. В. Гаврилюк*
Редактор *О. В. Михаленко*
Комп'ютерне верстання *Є. Г. Панова*
Дизайн обкладинки *Т. Є. Ключко*

Підп. до друку 24.06.2015 р.
Друк на ризографі
Зам. №

Формат 60 × 84/16
Ум. друк. арк.
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 4705 від 28.03.2014 р.